

# **IMPACTO DA AÇÃO DOS SISMOS EM PONTES DE BETÃO ARMADO**

**RICARDO MIGUEL BARBOSA ERMIDA**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor Xavier Romão

---

Coorientador: Engenheiro Nuno Pereira

SETEMBRO DE 2016

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

## **RESUMO**

Após a ocorrência de um sismo, as pontes e viadutos são indiscutivelmente sistemas estruturais fundamentais para certificar a circulação de socorro de emergência e o tráfego regular, que devem manter a sua funcionalidade nas redes de transporte. A eventual perda associada à interrupção destas estruturas é tão significativa quanto os seus danos estruturais, fixando-se essencialmente nos custos indiretos, económicos e humanos que sucedem do aumento dos tempos de atuação das equipas de emergência após o sismo, assim como na quebra de produção e de abastecimento.

A necessidade de avaliação do comportamento sísmico de pontes e viadutos já inseridos nas redes de transporte é essencial dado o enquadramento sismológico de Portugal, devido à sua moderada a elevada sismicidade, juntamente com o insuficiente conhecimento atual da resposta e vulnerabilidade sísmica das estruturas existentes, dado que a maioria não foi construída com as filosofias atuais de dimensionamento sísmico.

Este estudo tem como objetivo, através da análise sísmica de uma ponte de características mecânicas e geométricas compatíveis com a tipologia de pontes construídas em Portugal, determinar as curvas de fragilidade associadas a esta estrutura para conhecer as probabilidades de atingir diferentes níveis de dano e inclusive de colapso devido à ocorrência de um sismo.

Numa primeira fase, foi feita uma validação da geometria e calibração do modelo numérico que se iria submeter mais tarde à análise dinâmica não linear.

Depois da validação e calibração referidas, a capacidade da estrutura foi avaliada sujeitando-a a ações sísmicas com vários graus de incidência usando acelerogramas reais, conseguindo-se assim quantificar a fragilidade estrutural de vários elementos da ponte para diferentes estados limites de dano.

A análise de fragilidade contemplou ainda um estudo em que se analisou a relevância do ângulo de incidência para a fragilidade sísmica dos vários componentes da ponte. Finalmente foi ainda analisada a capacidade de utilizar um número de sismos menor com ângulos de incidência aleatórios para representar a fragilidade sísmica dos vários componentes da ponte, mantendo a sua fiabilidade.

**PALAVRAS-CHAVE:** Pontes, Sismos, Modelo numérico, Não linearidade, Fragilidade.





## **ABSTRACT**

Upon the occurrence of an earthquake, bridges and viaducts are undoubtedly fundamental structural systems to guarantee emergency relief circulation and traffic functionality in transportation networks. The potential loss associated with the interruption of these structures is also significant compared to their structural damage. These losses are mostly due indirect costs, economic and human costs resulting from increased operating times of emergency teams after the earthquake, as well as from breaks in production and supply.

Evaluating the seismic behavior of existing bridges and viaducts from the transport networks is essential given the seismological framework of Portugal due to its moderate to high seismicity, and the insufficient knowledge regarding the seismic vulnerability of the existing structures since many of them were not built with according to modern philosophies of seismic design.

Based on the seismic analysis of a bridge with geometrical and mechanical characteristics similar to those of bridges built in Portugal, the proposed study aims to determine fragility curves representing the probability of achieving different levels of damage (including collapse) due to the occurrence of an earthquake.

In a first stage, a validation and calibration of the geometry of the numerical model was performed. In a second stage, the model was used to perform nonlinear dynamic analyses.

After such calibration and validation, the capacity of the structure was evaluated by analyzing its demand under real earthquake ground motions with different angles of seismic incidence. The demand data was then used to quantify the structural fragility of several bridge components for different damage limit states.

The fragility analysis also included a study that analyzes the importance of the angle of seismic incidence when determining the seismic fragility of the several bridge components. Finally, the possibility using a smaller number of ground motions paired with random angles of seismic incidence to determine the seismic fragility of the several bridge components with sufficient reliability was also examined.

**KEYWORDS:** Bridges, Earthquakes, Numerical model, Nonlinearity, Fragility.



## ÍNDICE GERAL

<b>RESUMO</b> .....	I
<b>ABSTRACT</b> .....	III
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	1
1.2. OBJETIVOS .....	2
1.3. ESTRUTURA DA TESE .....	2
<b>2. DANOS E COMPORTAMENTOS SÍSMICO DE PONTES</b> .....	5
2.1. INTRODUÇÃO .....	5
2.2. SISMOS IMPORTANTES E ALGUNS RECENTES .....	6
2.2.1. LORNA PRIETA (1989 EUA) .....	6
2.2.2. NORTHRIDGE (1994 EUA) .....	8
2.2.3. KOBE (1995 JAPÃO) .....	9
2.2.4. NISQUALLY (2001 EUA) .....	10
2.2.5. L'AQUILA (2009 ITÁLIA) .....	12
2.2.6. HAITI (2010 HAITI) .....	13
2.2.7. CHRISTCHURCH (2011 NOVA ZELÂNDIA) .....	13
2.2.8. TÔHOKU E TSUNAMI (2011 JAPÃO) .....	14
2.3. DANOS EM PONTES .....	20
2.3.1. DANOS NO TABULEIRO .....	21
2.3.2. DANO NOS APOIOS .....	23
2.3.3. DANO NOS RESTANTES COMPONENTES ESTRUTURAIS .....	24
2.3.3.1. Pilares .....	24
2.3.3.2. Danos em vigas .....	28
2.3.3.3. Danos nas ligações .....	29
2.3.3.4. Danos nos encontros .....	30
2.3.3.5. Danos nas fundações .....	30
2.4. CONCLUSÕES .....	31
<b>3. ESTRATÉGIAS DE MODELAÇÃO NUMÉRICA</b> .....	33
3.1. INTRODUÇÃO .....	33

<b>3.2. NÃO LINEARIDADE MATERIAL</b>	34
<b>3.3. NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA</b>	34
<b>3.4. GEOMETRIA DE UMA PONTE</b>	34
3.4.1. SISTEMA DE COORDENADAS	34
3.4.2. DEFINIÇÃO DOS NÓS E ELEMENTOS	36
<b>3.5. MODELAÇÃO DO TABULEIRO</b>	36
<b>3.6. MODELAÇÃO DA VIGA DE ENCABEÇAMENTO (CAP BEAM)</b>	38
<b>3.7. MODELAÇÃO DOS ENCONTROS</b>	39
3.7.1. GEOMETRIA E COMPORTAMENTO	39
3.7.2. MODELOS DE COMPORTAMENTO	40
3.7.2.1. Modelo simples	40
3.7.2.2. Modelo de molas simplificado	41
3.7.2.3. Modelo de molas detalhado	42
<b>3.8. MODELAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE FRONTEIRA</b>	44
3.8.1. INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	44
3.8.2. APOIOS DOS PILARES	44
3.8.3. RESTRIÇÕES NAS EXTREMIDADES DO TABULEIRO	45
<b>3.9. MODELAÇÃO DOS PILARES</b>	45
3.9.1. CONDIÇÕES GERAIS	45
3.9.2. PROPRIEDADES EFETIVAS DE UM PILAR	47
3.9.3. ANÁLISE MOMENTO-CURVATURA DO PILAR	48
3.9.4. COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DE UM PILAR	49
3.9.4.1. Modelo de rótula plástica não acoplada	49
3.9.4.2. Modelo da rótula plástica com interação P-M2-M3	49
3.9.4.3. Modelo de rótula com fibras	50
<b>3.10. MODELAÇÃO DE OUTROS CASOS</b>	52
3.10.1. AMORTECIMENTO	52
3.10.2. MODELAÇÃO DOS EFEITOS P- $\Delta$	52
3.10.3. MODELAÇÃO DAS JUNTAS DE DILATAÇÃO (GAP) E RESTRIÇÕES	53

<b>4. METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DA FRAGILIDADE SÍSMICA EM PONTES</b>	55
<b>4.1. INTRODUÇÃO AO ESTUDO DE UMA ANÁLISE DINÂMICA INCREMENTAL (IDA)</b>	55
<b>4.2. COMPONENTES DE UMA IDA</b>	55
4.2.1. FATOR DE ESCALA (SF)	55

4.2.2. MEDIDA DE INTENSIDADE (IM).....	55
4.2.3. <i>ENGINEERING DEMAND PARAMETER</i> (EDP) .....	56
4.2.4. CURVAS IDA .....	56
4.2.5. ESTUDO IDA COM MULTI-ACELEROGRAMAS .....	56
<b>4.3. TIPOS DE ANÁLISES REALIZADAS .....</b>	<b>56</b>
4.3.1. ANÁLISE 1 .....	57
4.3.2. ANÁLISE 2 .....	57
4.3.3. ANÁLISE 3 .....	57
<b>4.4. ESTADOS LIMITE CONSIDERADOS NO ESTUDO .....</b>	<b>57</b>
<b>4.5. METODOLOGIAS PARA A DEFINIÇÃO DE CURVAS FRAGILIDADE DOS COMPONENTES DE UMA PONTE .....</b>	<b>59</b>

<b>5. CASO DE ESTUDO .....</b>	<b>61</b>
5.1. IDENTIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DA PONTE .....	61
5.2. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS .....	63
5.3. MODELOS DE COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS .....	63
5.3.1. MODELOS DE COMPORTAMENTO DO BETÃO .....	63
5.3.1.1. Modelo de Kent-Park para betão confinado para carregamento monotónico .....	63
5.3.1.2. Extensão do modelo de Kent-Park para carregamento cíclico .....	66
5.3.2. MODELO DE COMPORTAMENTO DO AÇO .....	66
5.4. PROPRIEDADES DAS SECÇÕES .....	68
5.4.1. PILAR .....	68
5.4.2. TABULEIRO .....	69
5.5. MASSA DOS ELEMENTOS DA PONTE E CARGAS CORRESPONDENTES .....	71
5.6. INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA .....	72
5.6.1. RIGIDEZ DOS ENCONTROS NA DIREÇÃO LONGITUDINAL .....	72
5.6.2. RIGIDEZ DOS ENCONTROS NA DIREÇÃO TRANSVERSAL .....	73
5.7. VALIDAÇÃO DOS MODELOS COM BASE NOS RESULTADOS DE ANÁLISE MODAL .....	74

<b>6. ANÁLISE DA FRAGILIDADE SÍSMICA DO CASO DE ESTUDO .....</b>	<b>75</b>
6.1. INTRODUÇÃO .....	75
6.2. RESULTADOS DA ANÁLISE 1 .....	75
6.2.1. RESULTADOS PARA A DUCTILIDADE EM CURVATURA DA BASE E DO TOPO DO PILAR .....	75

6.2.2. DESLOCAMENTO LONGITUDINAL DO ENCONTRO DIREITO NA ZONA NORTE .....	78
6.2.3. DESLOCAMENTO LONGITUDINAL DO ENCONTRO ESQUERDO NA ZONA NORTE .....	80
<b>6.3. RESULTADOS DA ANÁLISE 2 .....</b>	<b>82</b>
6.3.1. DUCTILIDADE EM CURVATURA DO TOPO DO PILAR.....	82
6.3.2. DESLOCAMENTO LONGITUDINAL DO ENCONTRO DIREITO NA ZONA NORTE .....	85
6.3.3. DESLOCAMENTO LONGITUDINAL DO ENCONTRO ESQUERDO NA ZONA NORTE .....	88
6.3.4. DESLOCAMENTO TRANSVERSAL DO ENCONTRO DIREITO NA ZONA NORTE.....	92
6.3.5. DESLOCAMENTO TRANSVERSAL DO ENCONTRO ESQUERDO NA ZONA NORTE.....	96
<b>6.4. RESULTADOS DA ANÁLISE 3 .....</b>	<b>99</b>
6.4.1. DUCTILIDADE EM CURVATURA DO TOPO DO PILAR.....	100
6.4.2. DESLOCAMENTO LONGITUDINAL DO ENCONTRO ESQUERDO NA ZONA NORTE PARA AÇÃO ATIVA.....	102
6.4.3. DESLOCAMENTO TRANSVERSAL DO ENCONTRO ESQUERDO NA ZONA NORTE PARA A AÇÃO ATIVA .....	103
 <b>7. CONCLUSÕES .....</b>	 <b>105</b>
7.1. CONCLUSÕES FINAIS .....	105
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....	106
 <b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	 <b>107</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Colapso do viaduto Cypress (esquerda); Rotura dos pilares (direita).	6
Figura 2.2 – Viaduto Cypress: Falta de armadura na ligação do pilar-tabuleiro.	7
Figura 2.3 – Ponte Oakland Bay: Colapso de uma parte do tabuleiro superior.	7
Figura 2.4 – Secções que colapsaram na estrada de Santa Mónica (esquerda); estrada de Antelope Valley (direita).	8
Figura 2.5 – Rotura de pilares: insuficiente confinamento (esquerda); rotura por corte do pilar por causa do deslizamento da armadura transversal.	8
Figura 2.6 – Rotura do pilar devido à rotura da armadura de confinamento (esquerda); bom comportamento de um pilar que foi reforçado com encamisamento de aço (direita), (Cooper <i>et al.</i> , 1994).	9
Figura 2.7 – Rotura prematura por corte do betão armado do pilar do viaduto Fukae (esquerda); colapso do viaduto Fukae (direita) (Kawashima, 2007).	10
Figura 2.8 – Ponte Nishinomiya-ko: colapso de um vão (Kobe Collection, EERC Library, University of California, Berkeley).	10
Figura 2.9 – Dano devido ao assentamento (esquerda); dano devido à liquefação (direita).	11
Figura 2.10 – Dano no betão do viaduto Spokane St.	11
Figura 2.11 – Dano numa ponte metálica.	11
Figura 2.12 – Dano no apoio de uma ponte em Chehalis.	12
Figura 2.13 – Colapso da ponte no rio Aterno, perto de Fossa (Grimaz e Maiolo, 2010).	12
Figura 2.14 – Dano na <i>shear key</i> no apoio intermédio de uma ponte.	13
Figura 2.15 – Assentamento de uma estrada.	13
Figura 2.16 – Danos em pontes em zonas não liquefeitas: a) rotura do talude na Horotane Overpass; b) fendilhação da base do pilar e encurvadura da armadura no Port Hills Overpass; c) rotura do pilar por corte na Moorhouse Avenue Overbridge.	14
Figura 2.17 – Colapso de uma ponte no sismo e tsunami do Japão em 2011.	15
Figura 2.18 – Fendilhação das extremidades das vigas principais na ponte Yuriage.	15
Figura 2.19 – Encurvadura (esquerda) e fratura (direita) do contraventamento superior na ponte Tennoh.	15
Figura 2.20 – Deslocamento do centro de rigidez da ponte Yuriage.	16
Figura 2.21 – Fendilhação do pilar de betão armado e encurvadura da armadura.	16
Figura 2.22 – Fendilhação num encontro da ponte Tennoh.	16
Figura 2.23 – a) Deformação; b) fratura; c) deslocamento excessivo no apoio.	17
Figura 2.24 – Deformação dos parafusos na ponte Tennoh (esquerda); fratura dos parafusos na mesma ponte (direita).	17
Figura 2.25 – Fendilhação e perda de apoio (esquerda); deslocamento da proteção da junta da dilatação devido à fratura dos parafusos (direita).	17
Figura 2.26 – Desalinhamento vertical da junta de dilatação.	18
Figura 2.27 – Excessiva dilatação da junta de dilatação na direção axial da ponte Tennoh (esquerda); excessiva dilatação da junta de dilatação na direção transversal da ponte Tennoh (direita).	18
Figura 2.28 – Diferença do nível das cotas na estrada, depois de já feita uma reparação rápida (esquerda); diferença do nível das cotas na parte pedestre (direita).	18
Figura 2.29 – Vigas principais e vãos completos, varridos pela força das águas.	19
Figura 2.30 – Vigas principais deformadas por impactos de objetos.	19
Figura 2.31 – Pilar danificado na ponte Utatsu.	19

Figura 2.32 – Perda de solo de fundação e exposição da estaca de fundação do encontro da ponte Sodeogawa. ....	20
Figura 2.33 – Deformação/fratura do apoio da ponte Utatsu. ....	20
Figura 2.34 – Dano por martelamento ( <i>pounding</i> ) em barreiras de separação de faixas. ....	21
Figura 2.35 – Dano por martelamento ( <i>pounding</i> ) num encontro. ....	22
Figura 2.36 – Encurvadura das barras junto a um pilar no viaduto Hanshin ....	22
Figura 2.37 – Dano na viga principal do viaduto Hanshin, devido a movimentos transversais durante o sismo de Hyogo-Ken Nanbu. ....	23
Figura 2.38 – Rotura do apoio da ponte Nishinomiya-kobearing no terramoto de 1995 Hyogo-Ken Nanbu. ....	23
Figura 2.39 – Pilares com má ductilidade à flexão (esquerda); pilar circular com má ductilidade após o sismo Hyogo-Ken Nanbu (direita). ....	24
Figura 2.40 – Rotura por falta de armadura longitudinal a meia altura (esquerda); colapso de uma ponte (direita). ....	25
Figura 2.41 – Rotura dos pilares no sismo de San Francisco em 1971 (esquerda); rotura do pilar no sismo de Northridge em 1994 (direita). ....	25
Figura 2.42 – Dano acima da base nos pilares da ponte Bull Creek Canyon Channel após o sismo de Northridge em 1994 (esquerda); dano a meia altura no pilar da ponte Mission-Gothic Undercrossing no mesmo sismo (direita). ....	26
Figura 2.43 – Rotura da base de um pilar no sismo de San Fernando em 1971 [Steinbrugge Collection, EERC Library, University of California, Berkeley]. ....	26
Figura 2.44 – Encurvadura local de um pilar com uma secção circular na Hanshin Expressway no sismo de Hyogo-Ken Nanbu em 1995. ....	27
Figura 2.45 – Colapso do apoio e do tabuleiro devido ao colapso de um pilar metálico de secção rectangular no sismo de Hyogo-Ken Nanbu em 1995. ....	27
Figura 2.46 – Vista mais pormenorizada do pilar colapsado. ....	28
Figura 2.47 – Dano numa viga transversal no sismo de Loma Prieta em 1979. ....	28
Figura 2.48 – Dano no viaduto Embarcadero durante o sismo de Loma Prieta em 1989. ....	29
Figura 2.49 – Colapso total do viaduto Cypress Street no sismo de Loma Prieta em 1989. ....	29
Figura 2.50 – Rotação do encontro devido à liquefação e deslizamento de terras durante o sismo de Costa Rica em 1991. ....	30
Figura 2.51 – Dano nas estacas de fundação do encontro durante o sismo de Costa Rica em 1991. ....	31
Figura 3.1 – Sistema global e locais de coordenadas. ....	35
Figura 3.2 – Sistema local de coordenadas. ....	35
Figura 3.3 – Nomenclatura dos graus de liberdade. ....	35
Figura 3.4 – Esquema da ligação rígida. ....	36
Figura 3.5 – Definição do $I_0$ , para o cálculo da largura efetiva do banzo (EC2 1-1 (2010)). ....	37
Figura 3.6 – Parâmetros para determinação da largura efetiva do banzo (EC2 1-1 (2010)). ....	37
Figura 3.7 – Torção da viga de encabeçamento ( <i>cap beam</i> ). ....	38
Figura 3.8 – Redução expectável da torção de uma viga de encabeçamento representada de uma análise estática linear. ....	39
Figura 3.9 – Componentes de um encontro (Megally, Silva, e Seible 2002). ....	40
Figura 3.10 – Modelo simples de um encontro. ....	40
Figura 3.11 – Esquema geral de um modelo de molas simplificado para um encontro. ....	41
Figura 3.12 – Sistema em série para a resposta longitudinal do encontro. ....	42
Figura 3.13 – Esquema geral de um modelo de molas para um encontro. ....	43



Figura 3.14 – Efeitos das restrições nas extremidades do tabuleiro para pontes com suportes de pilar único e duplo pilar. ....	45
Figura 3.15 – Localização do topo do pilar e dos nós do tabuleiro.....	46
Figura 3.16 – Capacidade de deformação local de um pilar .....	47
Figura 3.17 – Relação momento-curvatura ( $M-\Phi$ ). ....	48
Figura 3.18 – Secção de um pilar com simetria biaxial: simplificação para a análise momento-curvatura.....	50
Figura 3.19 – Esquema dos elementos da discretização das várias fibras de uma secção transversal (Casarotti e Pinho,2006). ....	51
Figura 3.20 – Representação da atribuição do comprimento da rótula plástica.....	51
Figura 4.1 – Exemplo de uma curva de fragilidade de um certo tipo de dano para um certo estado limite. ....	59
Figura 4.2 – Exemplo de uma regressão linear obtida para um elemento estrutural para uma determinada EDP em função de IM. ....	60
Figura 5.1 – Ponte Meloland Road Overcrossing. ....	61
Figura 5.2 – Secção aligeirada da ponte MRO (Zhang e Makris 2001).....	62
Figura 5.3 – Geometria da ponte MRO.....	62
Figura 5.4 – Geometria do maciço de encabeçamento (esquerda) e geometria do pilar central (direita). ....	62
Figura 5.5 – Geometria dos encontros (vista em planta). ....	63
Figura 5.6 – Comportamento de betão confinado e não confinado do modelo Kent-Park sob carregamento monotónico.....	64
Figura 5.7 – Regras de comportamento do betão confinado sob carregamento cíclico propostas por Thompson e Park (1980).....	66
Figura 5.8 – Diagrama tensões-extensões do aço para carregamento cíclico do modelo Giuffré-Menegotto-Pinto (1973).....	67
Figura 5.9 – Secção aligeirada modelada no CSiBridge (esquerda); Propriedades obtidas (direita). .	69
Figura 5.10 – Secção maciça modelada no CSiBridge (esquerda); Propriedades obtidas (direita). ...	70
Figura 5.11 – Representação das cargas correspondentes ao peso total do tabuleiro (distribuída vermelha) e à metade do peso do pilar (concentrada roxa). ....	71
Figura 5.12 – Modelo do CSiBridge usado para análise modal.....	74
Figura 6.1 – Regressão linear da ductilidade em curvatura da base do pilar para a Análise 1 (a). Regressão linear da ductilidade em curvatura do topo do pilar para a Análise 1 (b). ....	76
Figura 6.2 – Curvas de fragilidade para a ductilidade de curvatura da base e do topo do pilar para o estado limite de “Dano leve” (a), de “Dano moderado” (b), de “Dano extenso” (c) e para o de “Colapso” (d) da Análise 1.....	77
Figura 6.3 – Regressão linear do deslocamento longitudinal do encontro direito na zona norte da Análise1.....	78
Figura 6.4 – Curvas de fragilidade para o deslocamento longitudinal do encontro direito na zona norte para o estado limite de “Dano leve” (a), de “Dano moderado” (b), de “Dano extenso” (c) e para o de “Colapso” (d) da Análise 1.....	79
Figura 6.5 – Regressão linear do deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte para a ação passiva da Análise1.....	80
Figura 6.6 – Curvas de fragilidade para o deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte para o estado limite de “Dano leve” (a), de “Dano moderado” (b), de “Dano extenso” (c) e para o de “Colapso” (d) da Análise 1.....	81

Figura 6.7 – Regressão linear da ductilidade em curvatura do topo do pilar para um ângulo de incidência de 0° (a) e de 15° (b) da Análise 2. ....	82
Figura 6.8 – Regressão linear da ductilidade em curvatura do topo do pilar para um ângulo de incidência de 30° (a) e de 45° (b) da Análise 2. ....	82
Figura 6.9 – Regressão linear da ductilidade em curvatura do topo do pilar para um ângulo de incidência de 60° (a) e de 75° (b) da Análise 2. ....	83
Figura 6.10 – Regressão linear da ductilidade em curvatura do topo do pilar para um ângulo de incidência de 90° da Análise 2. ....	83
Figura 6.11 – Curvas de fragilidade para a ductilidade de curvatura do topo do pilar dos vários ângulos de incidência considerados na análise para o estado limite de “Dano leve” (a), de “Dano moderado” (b), de “Dano extenso” (c) e para o de “Colapso” (d) da Análise 2. ....	84
Figura 6.12 – Regressão linear do deslocamento longitudinal do encontro direito na zona norte para um ângulo de incidência de 0° (a) e de 15° (b) da Análise 2. ....	85
Figura 6.13 – Regressão linear do deslocamento longitudinal do encontro direito na zona norte para um ângulo de incidência de 30° (a) e de 45° (b) da Análise 2. ....	85
Figura 6.14 – Regressão linear do deslocamento longitudinal do encontro direito na zona norte para um ângulo de incidência de 60° (a) e de 75° (b) da Análise 2. ....	86
Figura 6.15 – Regressão linear do deslocamento longitudinal do encontro direito na zona norte para um ângulo de incidência de 90° da Análise 2. ....	86
Figura 6.16 – Curvas de fragilidade para o deslocamento longitudinal do encontro direito na zona norte dos vários ângulos de incidência considerados na análise para o estado limite de “Dano leve” (a), de “Dano moderado” (b), de “Dano extenso” (c) e para o de “Colapso” (d) da Análise 2. ....	88
Figura 6.17 – Regressão linear do deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte para um ângulo de incidência de 0° (a) e de 15° (b) da Análise 2. ....	89
Figura 6.18 – Regressão linear do deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte para um ângulo de incidência de 30° (a) e de 45° (b) da Análise 2. ....	89
Figura 6.19 – Regressão linear do deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte para um ângulo de incidência de 60° (a) e de 75° (b) da Análise 2. ....	89
Figura 6.20 – Regressão linear do deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte para um ângulo de incidência de 90° da Análise 2. ....	90
Figura 6.21 – Curvas de fragilidade para o deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte dos vários ângulos de incidência considerados na análise para o estado limite de “Dano extenso” (a) e para o de “Colapso” (b) da Análise 2. ....	91
Figura 6.22 – Regressão linear do deslocamento transversal do encontro direito na zona norte para um ângulo de incidência de 0° (a) e de 15° (b) da Análise 2. ....	92
Figura 6.23 – Regressão linear do deslocamento transversal do encontro direito na zona norte para um ângulo de incidência de 30° (a) e de 45° (b) da Análise 2. ....	92
Figura 6.24 – Regressão linear do deslocamento transversal do encontro direito na zona norte para um ângulo de incidência de 60° (a) e de 75° (b) da Análise 2. ....	93
Figura 6.25 – Regressão linear do deslocamento transversal do encontro direito na zona norte para um ângulo de incidência de 90° da Análise 2. ....	93
Figura 6.26 – Curvas de fragilidade para o deslocamento transversal do encontro direito na zona norte dos vários ângulos de incidência considerados na análise para o estado limite de “Dano leve” (a), de “Dano moderado” (b), de “Dano extenso” (c) e para o de “Colapso” (d) da Análise 2. ....	95
Figura 6.27 – Regressão linear do deslocamento transversal do encontro esquerdo na zona norte para um ângulo de incidência de 0° (a) e de 15° (b) da Análise 2. ....	96

Figura 6.28 – Regressão linear do deslocamento transversal do encontro esquerdo na zona norte para um ângulo de incidência de 30° (a) e de 45° (b) da Análise 2. ....	96
Figura 6.29 – Regressão linear do deslocamento transversal do encontro esquerdo na zona norte para um ângulo de incidência de 60° (a) e de 75° (b) da Análise 2. ....	97
Figura 6.30 – Regressão linear do deslocamento transversal do encontro esquerdo na zona norte para um ângulo de incidência de 90° da Análise 2. ....	97
Figura 6.31 – Curvas de fragilidade para o deslocamento transversal do encontro esquerdo na zona norte dos vários ângulos de incidência considerados na análise para o estado limite de “Dano leve” (a), de “Dano moderado” (b), de “Dano extenso” (c) e para o de “Colapso” (d) da Análise 2. ....	99
Figura 6.32 – Curva das médias das distâncias máximas de Kolmogorov-Smirnov para a ductilidade em curvatura do topo do pilar (a) e o respetivo desvio padrão (b). ....	101
Figura 6.33 – Variações em percentagem dos valores de PGA relativos aos quantis das probabilidades das curvas de fragilidade para a ductilidade em curvatura do topo do pilar. ....	101
Figura 6.34 – Curva das médias das distâncias máximas de Kolmogorov-Smirnov para o deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte para a ação ativa (a) e o respetivo desvio padrão (b). ....	102
Figura 6.35 – Variações em percentagem dos valores de PGA relativos aos quantis das probabilidades das curvas de fragilidade para o deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte para a ação ativa. ....	102
Figura 6.36 – Curva das médias das distâncias máximas de Kolmogorov-Smirnov para o deslocamento transversal do encontro esquerdo na zona norte para a ação ativa (a) e o respetivo desvio padrão (b). ....	103
Figura 6.37 – Variações em percentagem dos valores de PGA relativos aos quantis das probabilidades das curvas de fragilidade para o deslocamento transversal do encontro esquerdo na zona norte para a ação ativa. ....	104



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 4.1 – Definição de estados limites para pilares de pontes (adaptado de Tsionis <i>et al.</i> (2014)).	58
Tabela 4.2 – Valores para os diferentes estados limites para vários elementos de uma ponte (Zakeri <i>et al.</i> (2014)).	58
Tabela 4.3 – Valores para os diferentes estados limites para vários elementos de uma ponte (Choi e Jeon (2003)).	58
Tabela 5.1 – Propriedades do betão para o modelo do OpenSees.	68
Tabela 5.2 – Propriedades da armadura para o modelo do OpenSees.	68
Tabela 5.3 – Propriedades da secção do pilar central.	68
Tabela 5.4 – Rigidezes consideradas para representação da interação solo-estrutura para os 6 graus de liberdade do pilar central.	69
Tabela 5.5 – Propriedades das secções do tabuleiro.	70
Tabela 5.6 – Pesos do tabuleiro e do pilar e cargas consideradas no modelo CSiBridge.	71
Tabela 5.7 – Valores da rigidez global longitudinal nos encontros englobando a interação solo-estrutura.	73
Tabela 5.8 – Valores da rigidez global transversal nos encontros englobando a interação solo-estrutura.	73
Tabela 5.9 – Frequências obtidas na análise modal para cada um dos modelos.	74
Tabela 6.1 – Parâmetros para o cálculo das curvas de fragilidade da ductilidade em curvatura da base e do topo do pilar da Análise 1.	76
Tabela 6.2 – Parâmetros para o cálculo da curva de fragilidade do deslocamento longitudinal do encontro direito na zona norte da Análise 1.	78
Tabela 6.3 – Parâmetros para o cálculo da curva de fragilidade do deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte da Análise 1.	80
Tabela 6.4 – Parâmetros para o cálculo das curvas de fragilidade da ductilidade em curvatura do topo do pilar da Análise 2.	83
Tabela 6.5 – Parâmetros para o cálculo das curvas de fragilidade do deslocamento longitudinal do encontro direito na zona norte da Análise 2.	87
Tabela 6.6 – Parâmetros para o cálculo das curvas de fragilidade do deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte da Análise 2.	90
Tabela 6.7 – Parâmetros para o cálculo das curvas de fragilidade do deslocamento transversal do encontro direito na zona norte da Análise 2.	94
Tabela 6.8 – Parâmetros para o cálculo das curvas de fragilidade do deslocamento transversal do encontro esquerdo na zona norte da Análise 2.	98



# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A ocorrência de um sismo forte é considerada uma das maiores e mais devastadoras catástrofes naturais, no que diz respeito à vida humana e a danos nas estruturas e nas vias de comunicação, não só em países pouco desenvolvidos e com fraca regulamentação para o dimensionamento sísmico, mas também em países desenvolvidos e com regulamentação avançada, originando assim um grande impacto na sociedade e grandes custos de diferentes naturezas.

Nas últimas décadas têm ocorrido vários sismos significativos, nomeadamente, os sismos de San Fernando (1971), Loma Prieta (1989), Northridge (1994) nos EUA e Kobe (1995) no Japão. Estes, devido à destruição e mortes causadas e portanto foram os que mais contribuíram para uma mudança de filosofia no dimensionamento sísmico estrutural, colaborando para a evolução da regulamentação sísmica.

No entanto, e mais recentemente, sismos como o de L'Aquila (Itália, 2009), o do Haiti (2010), o de Christchurch (Nova Zelândia, 2011) e o de Tohoku-Oki e consequente Tsunami (Japão, 2011), revelaram, que mesmo em países desenvolvidos com regulamentação sísmica avançada o índice de destruição é significativo, tanto em construção antiga, obras de arte reforçadas e em estruturas novas supostamente resistentes aos sismos, o que não é facilmente aceite na sociedade atual. Existe ainda uma outra grande preocupação que são os sismos intensos que ocorrem em países em desenvolvimento, como por exemplo, o sismo do Haiti (2010) que causou um cenário caótico de destruição e morte, com várias infraestruturas e edifícios, como escolas e hospitais, a ficarem inutilizáveis.

Observa-se portanto que, os sismos produzem um tremendo impacto nas regiões onde ocorrem, e pode demorar vários anos até que aquela zona recupere dos danos sofridos. Torna-se assim necessário dispor de meios rigorosos de análise da resposta sísmica de estruturas que possam, de uma forma segura e económica, dimensionar as novas estruturas e avaliar a necessidade de reforço das existentes.

Desde há alguns anos que o dimensionamento das estruturas em regiões sísmicas é tratado pelas regulamentações com base em critérios específicos que visam assegurar um bom comportamento global, em vez de se limitar à verificação de condições de resistência das secções, procurando dotar a estrutura de características de rigidez e mecanismos de dissipação de energia capazes de garantir, face à ação dos sismos, uma probabilidade de colapso suficientemente baixa.

Estes mecanismos de dissipação de energia são materializados através da capacidade que os elementos têm em ultrapassar os seus limites elásticos, sem perdas significativas de resistência e rigidez, perante ciclos de carga alternada, designando-se esta capacidade como ductilidade disponível. A ductilidade disponível nos elementos estruturais esta dependente do tipo de esforços, nomeadamente, o esforço

axial, das características dos materiais. E no caso das estruturas de betão armado, da pormenorização das armaduras na secção.

Atualmente, o dimensionamento de estruturas pressupõe a consideração do seu comportamento não linear. No entanto, segundo os regulamentos existentes, o comportamento não linear é tido em conta a partir dos resultados obtidos por análises lineares, devido à complexidade e tempo despendido nas análises não lineares, resultando em soluções pouco precisas e menos económicas.

As simplificações associadas a este processo implicam a obtenção de resultados pouco precisos, verificando-se atualmente um grande esforço para o desenvolvimento de métodos mais exatos, no sentido de se obter uma maior segurança e uma maior economia nas soluções estruturais, já que a ação dos sismos é normalmente condicionante no dimensionamento estrutural nas zonas sísmicas.

## **1.2. OBJETIVOS**

O objetivo principal deste trabalho consiste na análise do comportamento sísmico de uma ponte de betão armado, ilustrativa de uma ponte comum em Portugal, qualificando a fragilidade sísmica da ponte a partir de análises dinâmicas não lineares para a atuação da ação dos sismos segundo vários ângulos de incidência.

Para alcançar o objetivo descrito foram necessárias duas tarefas principais. A primeira foi modelar o mais realista e com maior exatidão possível a ponte que foi sujeita às análises. Para isso foi necessário fazer uma modelação com comportamento não linear e ter em conta a interação solo-estrutura. A segunda tarefa consiste no estudo da fragilidade sísmica da ponte que se pretende realizar com base em 3 análises. A primeira análise é efetuada submetendo o modelo estrutural a vários sismos com ângulos de incidência diferentes, derivando-se as funções de fragilidade para cada estado limite de dano a partir do escalamento sucessivo do seu acelerograma natural (utilizando uma análise dinâmica incremental). Na segunda análise, é feito um estudo da fragilidade sísmica ângulo a ângulo, para se avaliar a influência dos ângulos de incidência da ação. A terceira, é uma análise de um estudo probabilístico da fragilidade sísmica que tem como objectivo determinar o número mínimo de combinações de sismos e ângulos necessário para obter resultados próximos da primeira análise.

Com estas análises, procurou-se obter conclusões sobre o comportamento sísmico de pontes, principalmente no que se refere à sua fragilidade à ação sísmica, e sobre o risco deste tipo de estruturas existentes em Portugal.

## **1.3. ESTRUTURA DA TESE**

Procurando atingir os objetivos propostos começou-se por efetuar uma pesquisa bibliográfica sobre sismos recentes e suas repercussões em pontes e viadutos, que serviu de base a elaboração do Capítulo 2, em que se procurou caracterizar globalmente o comportamento e a vulnerabilidade sísmica de pontes, identificando-se as zonas de maior sensibilidade e os mecanismos responsáveis pelos principais danos verificados pela ocorrência de sismos.

De seguida, no Capítulo 3, apresentam-se várias estratégias de modelação estrutural de forma a representar o comportamento de uma ponte mais realista possível.

No Capítulo 4 expõe-se a metodologia de avaliação da fragilidade sísmica em pontes, apresentando e explicando o que é uma análise dinâmica incremental (IDA) e as análises utilizadas neste estudo. São



também apresentados os estados limites e os seus respetivos valores que foram considerados neste trabalho e uma breve explicação da metodologia para a definição das curvas de fragilidade.

O Capítulo 5 é dedicado à identificação e caracterização do caso de estudo, sendo apresentados os cálculos e considerações necessárias à modelação estrutural. O capítulo contém ainda uma breve explicação dos modelos do comportamento dos materiais necessários à modelação da ponte.

O Capítulo 6 é dedicado ao cálculo das curvas de fragilidade sísmica da ponte para vários elementos estruturais da ponte, sujeita a sismos com vários ângulos de incidência diferentes. São apresentados três tipos de análises diferentes de forma a caracterizar a fragilidade sísmica do ponto de vista da influência do ângulo de incidência dos sismos e do número de análises a considerar para poder representar a fragilidade sísmica com boa fiabilidade.

Por fim, o Capítulo 7 contém as conclusões mais relevantes deste trabalho e algumas recomendações para trabalhos futuros.



# 2

## DANOS E COMPORTAMENTOS SÍSMICO DE PONTES

### 2.1. INTRODUÇÃO

É de referir que de todas as ações que podem incidir e interagir com uma estrutura, a ação sísmica é a mais imprevisível e variável, o que a torna bastante complexa de caracterizar com rigor e exatidão. É durante a ocorrência de um sismo que melhor se conseguem detetar as deficiências que levam a um mau comportamento das estruturas e em que no qual se pode obter informação importante para melhorar os processos de dimensionamento que permitem dota-las de um bom comportamento sísmico.

Os danos de um sismo trazem várias consequências para as pontes e viadutos. Evidentemente, o colapso total ou parcial de uma ponte são os cenários mais trágicos, mas existem outros tipos de danos significativos. O encerramento temporário pode ter terríveis consequências, pois as pontes fornecem importantes ligações nos sistemas de transporte, inclusive, logo após a ocorrência de um sismo, no âmbito de respostas de emergência onde a utilização de uma ponte pode ser essencial. Existe também o impacto económico, pois com o encerramento de uma ponte, este cresce consoante o tempo que esta se encontra fechada, obrigando a desvios alternativos que causam atrasos. A tudo isto acrescem os custos associados à intervenção da manutenção e reparação da ponte.

Apesar das várias incertezas em relação a um sismo, constata-se, dos sismos passados, que existem alguns tipos de danos que acontecem em várias pontes, o que permitiu obter alguma sensibilidade estrutural para identificar pontos fracos para as novas pontes. O dano pode ser distinguido em duas classes: danos primários, que consistem em danos obtidos diretamente da vibração do sismo ou de deformações causadas pelo sismo e por consequência podem induzir dano ou levar ao colapso da estrutura, e os danos secundários constituídos por danos estruturais algures ao longo da ponte produzidos pela redistribuição dos esforços internos, levando a concentração de esforços para os quais a estrutura não foi dimensionada. No entanto, dada a complexidade geométrica e estrutural de muitas pontes, é muitas vezes difícil identificar a classe de dano que originou o colapso.

Por volta da década de 90, o dano observado era maioritariamente relacionado com a cedência do solo. Quando as pontes começaram a ser reforçadas e contruídas com betão pré-esforçado, outros mecanismos de rotura apareceram, nomeadamente, os de pilares.

O comportamento de uma ponte sujeita à ação de um sismo é bastante diferente de um edifício, devido à sua natural irregularidade, o que a torna altamente vulnerável na direção transversal.

A filosofia de dimensionamento sísmico de pontes tem mudado ao longo dos anos e existindo assim uma correlação do dano sofrido com a sua época de construção sendo, naturalmente, maior o dano esperado numa construção mais antiga do que numa nova.

Existe também a experiência de quando uma ponte não tem as devidas manutenções, excessiva deterioração, assentamentos ou outras modificações à estrutura, na fase de construção ou ao longo da sua vida útil, até quando se dá o sismo, o desempenho estrutural da ponte irá ser afetado e irá por sua vez ser menor.

No âmbito deste capítulo, procura-se efetuar um enquadramento geral do comportamento sísmico de estruturas, dando especial relevo aos aspetos que mais diretamente influenciam a vulnerabilidade sísmica das pontes.

Começa-se por expor e identificar os sismos que mais recentemente têm ocorrido, a que se segue uma apresentação dos danos mais significativos verificados, referenciando-se de um modo especial aqueles que decorrem de deficiências do comportamento estrutural.

De seguida, identificam-se os aspetos mais importantes de alguns dos tipos de danos e os pontos fracos estruturais das pontes e viadutos, os requisitos que as estruturas devem possuir para exibirem um bom comportamento sísmico, devendo os correspondentes aspetos estruturais ser adequadamente traduzidos nos modelos de análise estrutural a adotar.

## **2.2. SISMOS IMPORTANTES E ALGUNS RECENTES**

Nas últimas décadas têm ocorrido vários sismos significativos em locais com elevada densidade populacional, por toda a parte do mundo, afetando tanto países desenvolvidos como países em desenvolvimento.

### **2.2.1. LOMA PRIETA (1989 EUA)**

O sismo de Loma Prieta ocorreu no dia 17 de Outubro de 1989, na zona da baía de San Francisco, na Califórnia, com uma magnitude na escala de Richter de 7,1 e com intensidade de Mercalli de IX, causando danos e colapsos de pontes numa vasta área. Os abalos mais intensos ocorreram durante cerca de 15 segundos, perdendo-se 63 vidas, das quais 42 ocorreram devido ao colapso do viaduto de Cypress, como ilustrado na figura 2.1.

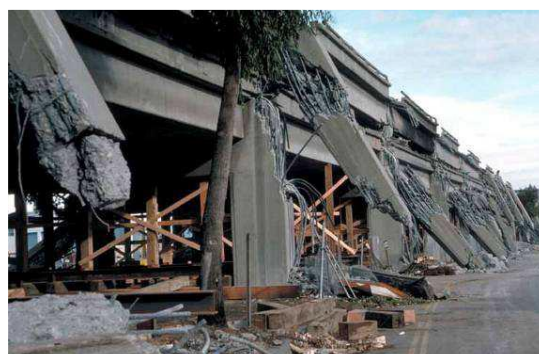


Figura 2.1 – Colapso do viaduto Cypress (esquerda); Rotura dos pilares (direita).

Os dois grandes problemas que contribuíram para o colapso deste viaduto, para além dos efeitos de ressonância observados durante ocorrência do sismo, foram: problemas geotécnicos e deficiente dimensionamento.

Os pilares de ligação entre tabuleiros superior e inferior não estavam adequadamente dimensionados, tendo ocorrido a sua rotura durante o sismo. A falta de cintagem transversal nos nós de ligação entre os pilares e o tabuleiro é evidente na figura 2.2.

De facto, por vezes as ligações estão sujeitas a esforços maiores do que os considerados no dimensionamento. Na altura da construção deste viaduto, não foi tido em conta a necessidade de haver ductilidade nas ligações.



Figura 2.2 – Viaduto Cypress: Falta de armadura na ligação do pilar-tabuleiro.

Em relação às razões geotécnicas, é de referir, que o viaduto estava construído sobre solo fraco e altamente suscetível a liquefação durante um sismo. Os aspetos de dimensionamento que contribuíram para a rotura foram, inadequada capacidade de cintagem transversal dos pilares, o insuficiente dimensionamento na viga de encabeçamento (Moehle, 1999) e as características do solo (Yashinsky, 1998).

Por outro lado, comparativamente, a famosa ponte Oakland Bay, não sofreu danos significativos, colapsando parcialmente apenas uma parte do tabuleiro de cima, caindo uma treliça sobre o tabuleiro de baixo, causando 1 morte, ver figura 2.3.



Figura 2.3 – Ponte Oakland Bay: Colapso de uma parte do tabuleiro superior.

### 2.2.2. NORTHRIDGE (1994 EUA)

O sismo ocorreu em janeiro de 1994, em Los Angeles, com duração de 45 segundos, causando 72 mortes e 9000 feridos. Cerca de 6 pontes colapsaram e 4 ficaram severamente danificadas sendo necessária a sua substituição, como se pode verificar nos exemplos na figura 2.4.



Figura 2.4 – Secções que colapsaram na estrada de Santa Mónica (esquerda); estrada de Antelope Valley (direita).

A rotura destas pontes deveu-se, essencialmente, à rotura do suporte dos pilares, que foram dimensionados e construídos antes de 1971, com regulamentação sísmica que ainda não tinha sido atualizada e melhorada. Uma elevada carga axial e a falta de confinamento no betão resultaram na encurvadura da armadura provocando a rotura do pilar como se pode observar pelos exemplos da figura 2.5.



Figura 2.5 – Rotura de pilares: insuficiente confinamento (esquerda); rotura por corte do pilar por causa do deslizamento da armadura transversal.

As pontes que tinham sido previamente alvos de intervenção de reforço, não sofreram danos significativos, como seria de esperar. De acordo com Yashinsky (1998), apenas sofreram algumas fendas e assentamentos nos encontros. Por outro lado, as pontes que não foram alvo de intervenção de reforço ficaram bastante danificadas, como se pode observar pela figura 2.6.





Figura 2.6 – Rotura do pilar devido à rotura da armadura de confinamento (esquerda); bom comportamento de um pilar que foi reforçado com encamisamento de aço (direita), (Cooper *et al.*, 1994).

De facto, as pontes contruídas antes de 1971 sofreram mais danos que aquelas contruídas posteriormente (Basoz e Kiremidjian, 1998). No entanto, estas últimas, mesmo dimensionadas com a regulamentação melhorada, apresentaram alguns problemas de dimensionamento.

Outros tipos de danos verificados, após este sismo, foi o “*spalling*” e fissuração do betão dos encontros, “*spalling*” do betão dos pilares, rebaixamento das juntas de dilatação nos encontros nas entradas das pontes e o deslocamento dos apoios. É de referir, que pontes que não eram monoliticamente ligadas com os seus encontros, com vãos com descontinuidade e pontes com apenas um pilar tiveram um mau desempenho.

### 2.2.3. KOBE (1995 JAPÃO)

O sismo ocorreu em janeiro de 1995 na cidade de Kobe, morreram mais de 6000 pessoas, foi um grande abalo, mesmo para o Japão onde é recorrente ocorrerem sismos.

Os danos nos viadutos e pontes foram variados: roturas de componentes originadas por excesso de esforço transversal nos pilares, roturas por corte prematuras por causa de comprimentos de amarração da armadura longitudinal inadequados, elevado dano em pilares metálicos, liquefação do solo e deslizamento de terras causando assentamentos nas subestruturas e fundações.

Nas figuras 2.7, o viaduto Fukae, com 18 vãos construído em 1969, colapsou muito por causa da falta de medidas na regulamentação sísmica que levaram a importantes problemas no dimensionamento do viaduto, entre os quais: sobrestimada capacidade de resistência ao corte, insuficiente desenvolvimento da armadura longitudinal a meio vão e insuficientes comprimentos de amarração. Estes fatores contribuíram para uma rotura por corte prematura.

Comparativamente, um viaduto paralelo ao Fukae, construído a meio da década de 1990, e portanto com uma regulamentação sísmica mais recente e mais otimizada, mostrou um desempenho bastante melhor, apesar de estar assente num solo com piores características.

Várias situações de liquefação e deslizamento de terras resultaram em deformações permanentes de subestruturas e a perda de suporte dos tabuleiros (Moehle e Eberhard, 2000). O colapso de um vão da ponte Nishinomiya-ko, como ilustra a figura 2.8, é um bom exemplo de que as condições do local de construção podem aumentar a vulnerabilidade.



Figura 2.7 – Rotura prematura por corte do betão armado do pilar do viaduto Fukae (esquerda); colapso do viaduto Fukae (direita) (Kawashima, 2007).



Figura 2.8 – Ponte Nishinomiya-ko: colapso de um vão (Kobe Collection, EERC Library, University of California, Berkeley).

#### 2.2.4. NISQUALLY (2001 EUA)

No dia 28 de Fevereiro, a cerca de 60 quilómetros de Seattle, ocorre o sismo de Nisqually, ferindo 400 pessoas e danificando cerca de 78 pontes. No entanto nenhuma colapsou.

As pontes de betão armado e pré-esforço foram as que sofreram mais danos. Nas pontes metálicas, só 30% dos elementos metálicos ficaram danificados. Em contra partida, em 40% das pontes metálicas que ficaram danificadas, o betão foi a causa principal de dano, nomeadamente, por “*spalling*” dos pilares de betão (Eberhard, 2001).

Ocorreram danos devido a assentamentos em 6 pontes, como ilustra a figura 2.9. Nas pontes de betão armado e pré-esforçado, os danos foram, essencialmente, “*spalling*” e fissuração do betão dos pilares, tabuleiros e encontros, como se pode observar este dano na figura 2.10. Os danos referentes a elementos metálicos, deram-se nos tabuleiros e envolvem a cedência de elementos de contraventamento e apoios rígidos, como mostra a figura 2.11. Ocorreram ainda danos em ligações e apoios, visíveis na figura 2.12.



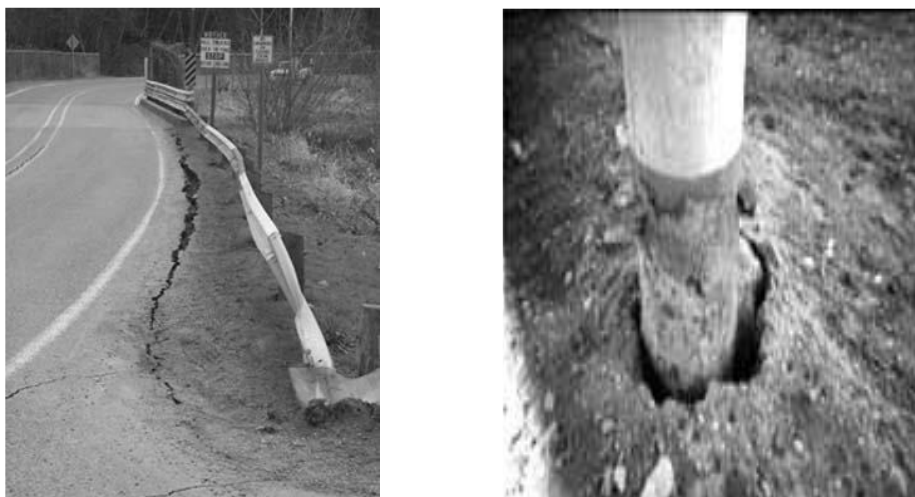


Figura 2.9 – Dano devido ao assentamento (esquerda); dano devido à liquefação (direita).



Figura 2.10 – Dano no betão do viaduto Spokane St.



Figura 2.11 – Dano numa ponte metálica.



Figura 2.12 – Dano no apoio de uma ponte em Chehalis.

#### 2.2.5. L'AQUILA (2009 ITÁLIA)

O sismo ocorreu em Abril de 2009, com magnitude de 6.3 na escala de *Richter* e com epicentro no centro de Itália. Cerca de 300 pessoas morreram tornando este sismo bastante relevante em Itália. Apesar de ser um país desenvolvido e com um regulamento sísmico avançado, Itália possui imensas construções medievais e antigas que, como era de esperar, sofreram bastantes danos. No entanto, as construções modernas, como um dormitório universitário e o Hospital de L'Aquila também ficaram muito danificados. Este facto foi inesperado, pois Itália é um país desenvolvido e o sismo foi considerado moderado. Este acontecimento deu-se devido a falta de consistência no regulamento sísmico (Miyamoto *et al.*, 2009).

As pontes, por outro lado tiveram um comportamento satisfatório, sofrendo poucos danos. No entanto, os danos sofridos eram expectáveis para sismos com maior magnitude. O maior dano foi numa ponte de betão armado de 35 metros com 3 vãos contínuos perto do epicentro, que colapsou no leito do rio, como ilustra a figura 2.13. Os 4 pilares de betão armado com secções hexagonais apresentaram roturas nas ligações com o tabuleiro.



Figura 2.13 – Colapso da ponte no rio Aterno, perto de Fossa (Grimaz e Maiolo, 2010).

Outras ocorrências consistem em danos nos pilares de outra ponte com 3 vãos contínuos e no seu tabuleiro através de fendas por tração devido ao movimento dos pilares para o centro do rio. Uma outra ponte

de pedra em arco, colapsou durante o sismo, muito provavelmente, devido ao movimento dos encontros, resultando na perda do efeito de arco.

#### 2.2.6. HAITI (2010 HAITI)

O sismo do Haiti ocorreu em Fevereiro de 2010 e foi, provavelmente um dos mais devastadores dos últimos tempos, com um elevado número de mortes, tendo sido mais de 230000 pessoas. As consequências foram tais, devido à falta de atenção a um dimensionamento anti sísmico e à fraca qualidade da construção.

No entanto, não foram observados danos severos em pontes; apenas alguns danos em algumas pontes pedonais. Uma das pontes ficou danificada por martelamento (pounding) nas “*shear keys*” num dos apoios, como mostra a figura 2.14 (Eberhard *et al.*, 2010).

Foram também observados assentamentos de algumas vias causando alguns danos leves como ilustra a figura 2.15.



Figura 2.14 – Dano na *shear key* no apoio intermédio de uma ponte.



Figura 2.15 – Assentamento de uma estrada.

#### 2.2.7. CHRISTCHURCH (2011 NOVA ZELÂNDIA)

O sismo principal, Canterbury, ocorreu em 4 Setembro de 2010 com uma magnitude de 7.1 na escala de magnitude do momento e foi seguido de várias réplicas, sendo a pior em 22 de Fevereiro de 2011. Neste

caso, esta réplica provocou mais danos do que o sismo principal, causando 175 mortes, o colapso de 2 edifícios multifamiliares em betão armado, o colapso de várias estruturas de pedra e, praticamente, a destruição total do centro da cidade de Christchurch.

O maior problema que este sismo causou, resultando em danos em milhares de edifícios e em centenas de quilómetros de vias de comunicação e em infraestruturas, foi a liquefação do solo (Cubrinovski, 2014).

O dano em pontes não foi significativo. Uma ponte com 3 vãos, localizada a 1,5 quilómetros do epicentro, sofreu dano devido à rotura de um aterro, visível na figura 2.16a) e fissuras na parte de baixo dos pilares. Uma outra ponte, próxima da anterior, desenvolveu fissuras por flexão na base dos pilares devido às ações sísmicas transversais, observadas na figura 2.16b) e as ligações entre o tabuleiro e os encontros sofreram afastamento. Ambas as pontes eram estruturas simplesmente apoiadas de betão armado e tinham sido reforçadas antes do sismo, usando ligações entre o tabuleiro e os encontros.

O maior dano observado em pontes, foi numa ponte de betão armado com 11 vãos em que a falta de ligações numa das juntas de dilatação levando a um mau desempenho ao corte durante o sismo e num elevado deslocamento, resultando em fissuras de corte expressivas e encurvadura dos respetivos pilares, como visto na figura 2.16 na c), afetando a capacidade resistente vertical e horizontal. Ocorreu ainda dano devido à liquefação e ao deslizamento de terras.

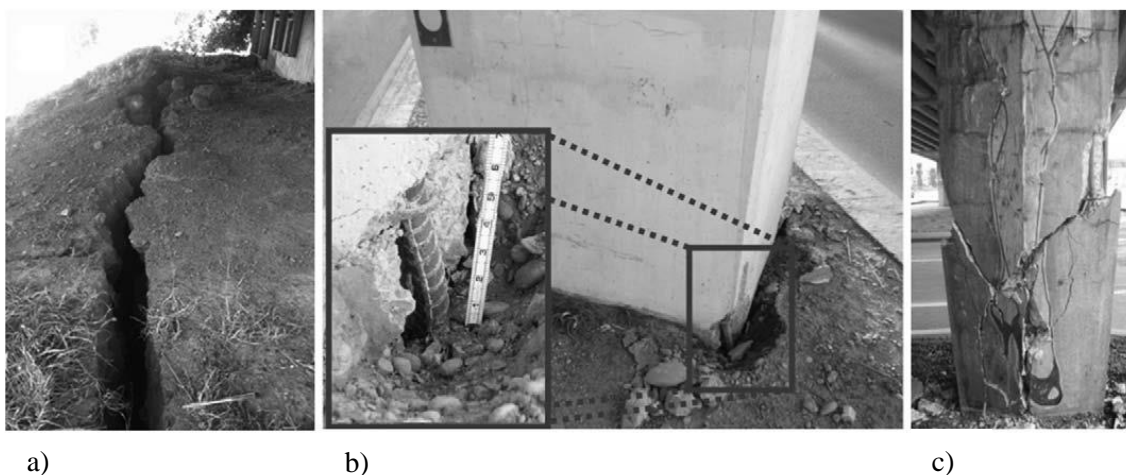


Figura 2.16 – Danos em pontes em zonas não liquefeitas: a) rotura do talude na Horotane Overpass; b) fendilhação da base do pilar e encurvadura da armadura no Port Hills Overpass; c) rotura do pilar por corte na Moorhouse Avenue Overbridge.

#### 2.2.8. TÔHOKU (2011 JAPÃO)

O sismo ocorreu a 11 de março de 2011, com uma magnitude de 9 na escala de *Richter* criando um *tsunami* que devastou uma grande área causando mais de 15000 mortes, 6000 feridos e 2500 pessoas desaparecidas.

Para além do colapso total de uma ponte após o sismo, ver figura 2.17, foram identificados vários tipos de danos em pontes, nomeadamente, nos tabuleiros, como abertura de fendas nas extremidades das vigas principais, encurvadura e rotura de um elemento metálico de contraventamento e deslocamento relativo do centro de rigidez da ponte. Estes 3 tipos de danos podem ser observados nas figuras 2.18, 2.19 e 2.20, respetivamente (JBEC, 2011).

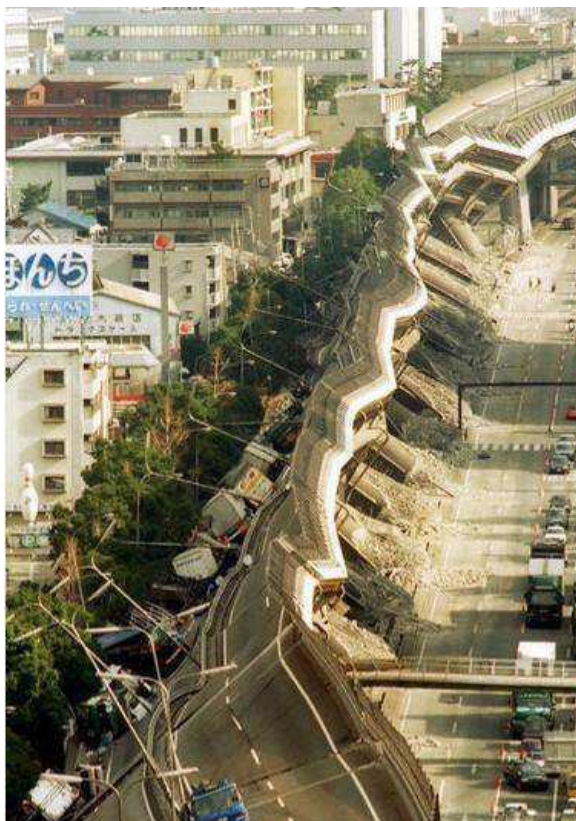


Figura 2.17 – Colapso de uma ponte no sismo e tsunami do Japão em 2011.



Figura 2.18 – Fendilhação das extremidades das vigas principais na ponte Yuriage.



Figura 2.19 – Encurvadura (esquerda) e fratura (direita) do contraventamento superior na ponte Tennoh.





Figura 2.20 – Deslocamento do centro de rigidez da ponte Yuriage.

Relativamente a danos observados em subestruturas, fissuras, “*spalling*” e encurvadura de pilares de betão armado e fissuras nos encontros, foram os danos mais identificados. Podem ser observados nas figuras 2.21 e 2.22, respetivamente.



Figura 2.21 – Fendilhação do pilar de betão armado e encurvadura da armadura.



Figura 2.22 – Fendilhação num encontro da ponte Tenuoh.

Foram também encontrados danos em apoios, nomeadamente, deformação e rotura nas bases, deformação de parafusos de ancoragem, fratura de conjuntos de parafusos, fissuração e perda de base do apoio, deslocamento da proteção da junta de dilatação. Todos estes danos são ilustrados nas figuras seguintes.



Figura 2.23 – a) Deformação; b) fratura; c) deslocamento excessivo no apoio.



Figura 2.24 – Deformação dos parafusos na ponte Tennoh (esquerda); fratura dos parafusos na mesma ponte (direita).



Figura 2.25 – Fendilhação e perda de apoio (esquerda); deslocamento da proteção da junta da dilatação devido à fratura dos parafusos (direita).



Foram ainda observados danos em juntas de dilatação, entre os quais, desalinhamento vertical das juntas e grandes aberturas das juntas tanto na direção axial como perpendicular da ponte. Estes danos podem ser observados nas figuras 2.26 e 2.27, respetivamente. Foram também encontrados danos nas aproximações de entradas de pontes, como se pode verificar na figura 2.28.



Figura 2.26 – Desalinhamento vertical da junta de dilatação.



Figura 2.27 – Excessiva dilatação da junta de dilatação na direção axial da ponte Tennoh (esquerda); excessiva dilatação da junta de dilatação na direção transversal da ponte Tennoh (direita).



Figura 2.28 – Diferença do nível das cotas na estrada, depois de já feita uma reparação rápida (esquerda); diferença do nível das cotas na parte pedestre (direita).



É também de referir, os danos causados pelo *tsunami* às pontes, pois teve impactos significativos. Foram arrastadas vigas principais de betão armado e metálicas, como se vê na figura 2.29, deformação de vigas principais por impactos de destroços flutuantes, representados na figura 2.30.



Figura 2.29 – Vigas principais e vãos completos, varridos pela força das águas.



Figura 2.30 – Vigas principais deformadas por impactos de objetos.

Foram também observados danos nos pilares, nos encontros e nos apoios, como se pode ver nas figuras 2.31, 2.32 e 2.33, respetivamente.



Figura 2.31 – Pilar danificado na ponte Utatsu.



Figura 2.32 – Perda de solo de fundação e exposição da estaca de fundação do encontro da ponte Sodeogawa.



Figura 2.33 – Deformação/fratura do apoio da ponte Utatsu.

### 2.3. DANOS EM PONTES

Os danos causados pelos sismos em pontes dependem das características da estrutura, das características do solo do local onde está inserida a ponte e das especificidades do sismo atuante.

Observando o comportamento sísmico das pontes aquando de recentes sismos, notam-se deficiências básicas de dimensionamento nas pontes que, consequentemente, conduziram a danos e colapsos de partes das estruturas. A maioria dos problemas de dimensionamento observados em pontes deve-se aos seguintes efeitos (Priestley *et al.*, 1996):

- Deformações induzidas pelo sismo que foram subestimadas uma vez que todo o processo para reconhecer os deslocamentos baseava-se em comportamento não fendilhado dos elementos de betão armado;
- O efeito combinado das ações gravíticas e ações sísmicas foi praticamente desprezado;
- Os movimentos do solo devido às condições do terreno foram mal determinados, gerando-se assim assentamentos e fenómenos de liquefação;
- Os requisitos de ductilidade a nível das rótulas plásticas não foram garantidos.

Os detalhes construtivos têm, igualmente, uma grande importância na conceção das pontes já que contribuem para a resistência local da estrutura. Os problemas devido ao corte causados pela falta de cintagem, inadequado posicionamento e espaçamento das armaduras e os reduzidos comprimentos de amarração, especialmente nas zonas de ligação, são os pontos que maior atenção suscitam em termos de segurança (Sousa 1998).

### 2.3.1. DANOS NO TABULEIRO

Os tabuleiros são dimensionadas como um elemento de suporte das cargas gravíticas, para as ações do sismo e também para serem uma forte ligação com o sistema antissísmico. Posto isto, os tabuleiros tendem a ser suficientemente fortes para se comportarem de forma elástica durante um sismo, portanto é muito improvável que sejam a causa primária de um colapso de uma ponte (Moehle e Eberhard, 2000).

Tipicamente o dano é focado nos apoios e na subestrutura de uma ponte. A superestrutura assenta em apoios elastómeros, apoios duplos ou apoios rochosos, ou então em ligação monolítica com a subestrutura. Como os apoios e a subestrutura são danificados e algumas vezes colapsam, vários tipos de danos e roturas de tabuleiros acontecem, mas estas roturas são secundárias, ou seja, resultam de danos algures na ponte.

Com exceção de tabuleiros que perderam apoio e colapsaram, a forma de dano mais comum é devido ao repetitivo martelar (*pounding*) de dois vãos adjacentes na zona das juntas de dilatação. Este tipo de dano ocorre nas pontes de qualquer material. A figura 2.34 representa o resultado deste tipo de dano no sismo de Northridge em 1994 na ponte de Santa Clara e a figura 2.35 representa a mesmo género de dano mas num encontro da mesma ponte.



Figura 2.34 – Dano por martelamento (*pounding*) em barreiras de separação de faixas.



Figura 2.35 – Dano por martelamento (*pounding*) num encontro.

Os tabuleiros metálicos são muito suscetíveis a dano devido a cargas transversais, especialmente a seguir a danos num apoio. Vários casos de danos num tabuleiro metálico ocorreram no sismo de Hyogo-Ken Nanbu. Como mostra a figura 2.36, ocorreu encurvadura das barras por baixo de uma estrada, típica de uma viga metálica principal. A figura 2.37 mostra o dano numa viga principal, no mesmo viaduto, devido a excessivo deslocamento no apoio.

Um outro exemplo de dano e colapso num tabuleiro metálica aconteceu na ponte de San Francisco, Oakland Bay, durante o sismo Loma Prieta de 1989. A figura 2.3, mostrou a rotura de uma ligação aparafusada entre uma treliça e a torre, resultando no deslize do vão e na perda de suporte da transição entre o vão e a torre.



Figura 2.36 – Encurvadura das barras junto a um pilar no viaduto Hanshin



Figura 2.37 – Dano na viga principal do viaduto Hanshin, devido a movimentos transversais durante o sismo de Hyogo-Ken Nanbu.

### 2.3.2. DANO NOS APOIOS

Em geral, as pontes possuem apoios compostos por elementos metálicos dimensionados para restringir deslocamentos numa ou nas duas direções e noutros casos, para permitir movimento numa ou nas duas direções. A rotura destes apoios durante um sismo causa redistribuição dos esforços internos, o que leva a um excesso de carregamento do tabuleiro ou da subestrutura, ou dos dois, o que pode resultar num colapso da ponte (Moehle e Eberhard, 2000).

A rotura nos apoios em várias localizações levam a grandes rotações do tabuleiro. A ponte Nishinomiya-ko com um vão em arco de 252 metros com dois apoios fixos numa extremidade e outros dois noutra extremidade, sofrem rotura dos apoios numa das extremidades o que levou a uma perda de suporte do vão adjacente, como se pode ver na figura 2.8. A rotura do apoio pode observar-se na figura 2.38.



Figura 2.38 – Rotura do apoio da ponte Nishinomiya-kobearing no terramoto de 1995 Hyogo-Ken Nanbu.

### 2.3.3. DANO NOS RESTANTES COMPONENTES ESTRUTURAIS

#### 2.3.3.1. Pilares

Ao contrário do dimensionamento de edifícios, no dimensionamento de pontes é corrente a capacidade de carregamento lateral ser limitada pela resistência à flexão dos pilares. Para que tal aconteça os elementos de ligação têm de ser relativamente rígidos para forçar a cedência nos pilares e portanto, os pilares têm de ser relativamente dúcteis para suportar as deformações impostas (Moehle e Eberhard, 2000).

A rotura de um pilar pode resultar em perda de capacidade de carregamento vertical, sendo portanto, normalmente, a causa primária do colapso de uma ponte.

A maioria do dano nos pilares resulta da pormenorização inadequada das armaduras, o que limita desde logo a capacidade de deformação do pilar. Em pilares de betão armado, estas questões podem causar danos por flexão e por corte. Nos pilares metálicos, a encurvadura local pode levar progressivamente a um colapso.

Idealmente um pilar de betão armado deve ser dimensionado para que a resistência lateral seja controlada pela flexão. Para um bom desempenho do pilar, a armadura transversal tem de amarrar até ao núcleo do pilar. Uma falta desta prática resulta num mau confinamento do betão e como se pode observar na figura 2.39, onde os pilares apresentaram ductilidade insuficiente à flexão imposta pelo sismo San Fernando e pelo sismo Hyogo-Ken Nanbu.



Figura 2.39 – Pilares com má ductilidade à flexão (esquerda); pilar circular com má ductilidade após o sismo Hyogo-Ken Nanbu (direita).

Outro tipo de dano acontece quando a armadura longitudinal necessária não é adequadamente amarrada por toda a altura do pilar, resultando num excesso de flexão e esforço transversal na zona em falta. A figura 2.40 ilustra a rotura de um pilar por falta de armadura longitudinal na zona de meia altura e mostra o colapso de 17 vãos de uma ponte devido a este erro no dimensionamento.





Figura 2.40 – Rotura por falta de armadura longitudinal a meia altura (esquerda); colapso de uma ponte (direita).

Os danos por corte em pilares de betão armado podem ocorrer em bastantes sismos. Por vezes, estes danos ocorrem para deformações baixas para as quais a armadura longitudinal ainda não cedeu. No entanto, e dado que a resistência ao corte diminuiu com os carregamentos cíclicos, danos por corte podem ocorrer depois da cedência por flexão. A figura 2.41 ilustra este tipo de dano. As características deste tipo de dano, desenvolvem-se rapidamente de uma fenda diagonal para a rotura do elemento estrutural. O pilar está sujeito a uma grande deformação, devido à combinação do carregamento cíclico e das cargas verticais o que leva a uma total perda de resistência, como se constata na mesma figura.

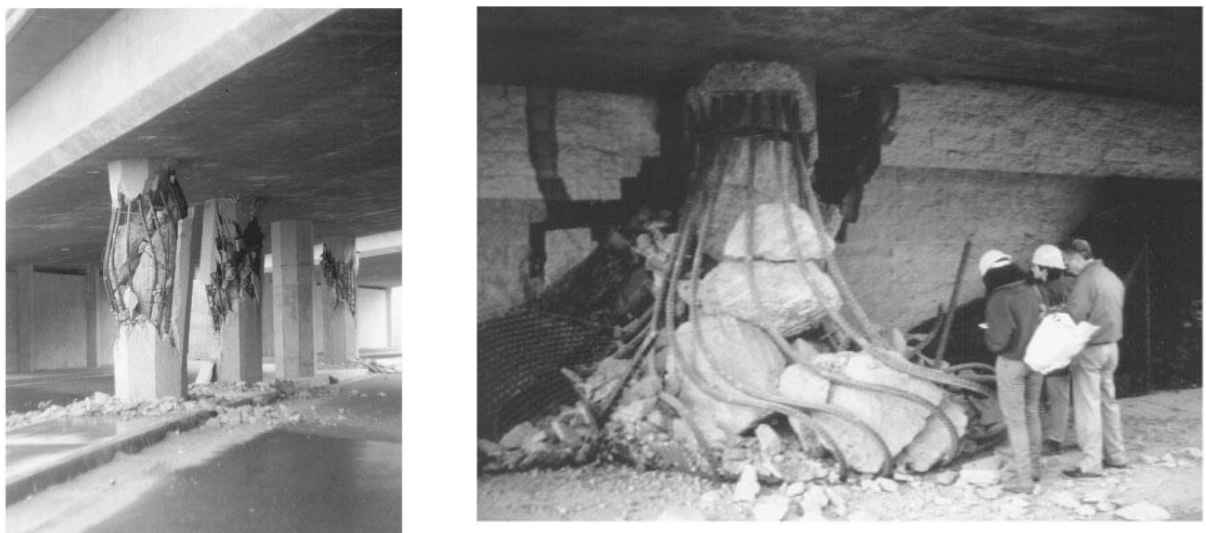


Figura 2.41 – Rotura dos pilares no sismo de San Francisco em 1971 (esquerda); rotura do pilar no sismo de Northridge em 1994 (direita).

A rotura por corte em pilares reforçados de betão armado pode ser induzida por interações com elementos “não estruturais”. Estes elementos podem alterar as características da rigidez à flexão e assim aumentar o esforço transversal absorvido pelo pilar. A figura 2.42 mostra que o separador restringe o movimento na base, forçando assim a cedência a ocorrer acima do separador, numa zona do pilar que não

foi dimensionada para os esforços a que foi sujeito durante o sismo. Pelo contrário, na mesma figura, por intermédio de uma questão arquitetónica, o pilar ilustrado ficou reforçado na parte de cima, forçando a cedência a ocorrer mais abaixo da zona que controlou o dimensionamento.

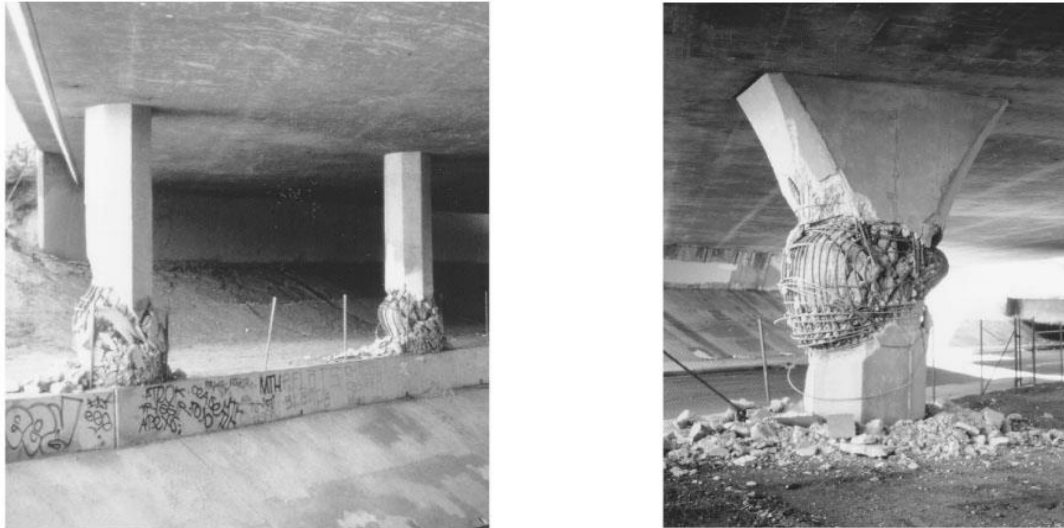


Figura 2.42 – Dano acima da base nos pilares da ponte Bull Creek Canyon Channel após o sismo de Northridge em 1994 (esquerda); dano a meia altura no pilar da ponte Mission-Gothic Undercrossing no mesmo sismo (direita).

Os pilares de betão podem também sofrer danos se as amarrações da armadura longitudinal forem deficientes e inadequadas. Estes danos ocorrem tanto no topo como na base de um pilar. A figura 2.43 representa este tipo de dano após o sismo de San Fernando.



Figura 2.43 – Rotura da base de um pilar no sismo de San Fernando em 1971 [Steinbrugge Collection, EERC Library, University of California, Berkeley].

Em pilares metálicos, os danos são a encurvadura local e a consequente perda de ligação das soldaduras. A figura 2.44 apresenta este tipo de dano juntamente com deformação plástica, num pilar circular. Em pilares retangulares, a encurvadura local da alma e das chapas do banzo são muitas vezes insuficientemente restringidas pela alma esbelta, como mostra a figura 2.45. Um pilar próximo sofreu encurvadura



local na base e uma abertura na soldadura das duas placas metálicas que constituem o canto do pilar, resultando assim no seu colapso como mostra a figura 2.46.



Figura 2.44 – Encurvadura local de um pilar com uma secção circular na Hanshin Expressway no sismo de Hyogo-Ken Nanbu em 1995.



Figura 2.45 – Colapso do apoio e do tabuleiro devido ao colapso de um pilar metálico de secção rectangular no sismo de Hyogo-Ken Nanbu em 1995.

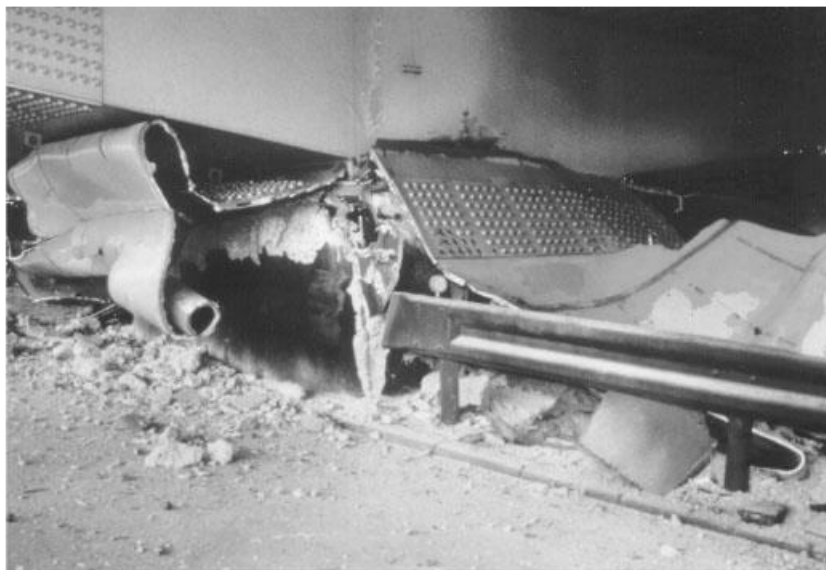


Figura 2.46 – Vista mais pormenorizada do pilar colapsado.

#### 2.3.3.2. Danos em vigas

As vigas não recebem muitas vezes o cuidado que os pilares têm no dimensionamento sísmico. Na maioria das pontes as vigas transversais são mais rígidas do que os pilares por causa das cargas gravíticas.

As consequências de uma rotura de uma viga são bem menos preocupantes que a rotura de um pilar. No entanto, em pontes com vigas principais, estas são componentes importantes à flexão e podem estar sujeitas a cargas que resultam em rotura.

Na figura 2.47, pode-se constatar o dano numa viga transversal que estava monoliticamente ligada ao tabuleiro e a suportar o pilar de tal forma que, sob uma carga horizontal, ocorreu uma torção significativa que tinha de ser suportada pela viga.



Figura 2.47 – Dano numa viga transversal no sismo de Loma Prieta em 1979.

### 2.3.3.3. Danos nas ligações

Tais como as vigas, as ligações não recebem muitas vezes muita relevância no dimensionamento sísmico. No entanto são expostas a elevadas cargas quando se encontram fora do tabuleiro.

A figura 2.48 mostra um tipo de dano nas ligações do viaduto Embarcadero, em San Francisco após o sismo de Loma Prieta, apesar de se situar a 100 quilómetros do epicentro. Mais perto, e portanto com graves consequências, a figura 2.49 mostra o colapso do viaduto Cypress Street, devido à rotura da base de betão localizada no tabuleiro do primeiro piso, resultando no colapso do tabuleiro de cima sobre o de baixo, causando 42 mortes.



Figura 2.48 – Dano no viaduto Embarcadero durante o sismo de Loma Prieta em 1989.



Figura 2.49 – Colapso total do viaduto Cypress Street no sismo de Loma Prieta em 1989.

#### 2.3.3.4. Danos nos encontros

Os danos que podem ocorrer nos encontros são muito variados. O tipo de fundação e as propriedades do solo são muito importantes, nomeadamente, se o solo é suscetível a liquefação durante o sismo. Uma prática comum é considerar os encontros ou os seus constituintes como elementos a sacrificar, ou seja, para que as forças sísmicas cheguem a um encontro rígido. No entanto, com o elevado dano sofrido após o sismo de Northridge em 1994, sugere-se uma alternativa mais económica (EERI (1995)).

Nos tipos de encontros com apoios, o deslocamento longitudinal é livre, porque existe uma ligação para a interação do tabuleiro com a parede traseira do encontro. Esta configuração é boa pois reduz as forças induzidas no tabuleiro por deslocamentos por intermédio da temperatura, tanto por dilatação como encurtamento.

Nestes tipos de encontros, o problema mais vulnerável é a perda de suporte do vão, o qual pode acontecer se houver deslocamentos relativos muito elevados entre o tabuleiro e a base do encontro. Roturas por falta de apoio do encontro acontecem devido ao deslocamento ou rotação do encontro, normalmente, por resultado de liquefação ou deslizamento de terras (EERI (1991)).

Em encontros monolíticos, o tabuleiro reage juntamente com o encontro. Apesar de esta configuração ser apelativa por reduzir a probabilidade de perda de suporte do vão, o encontro pode sofrer dano com o deslocamento longitudinal do tabuleiro em direção oposta em relação à do encontro.

#### 2.3.3.5. Danos nas fundações

Experiências de danos em fundações são raras, à exceção de ocorrência de liquefação. Fundações mais antigas são mais vulneráveis, pois a estacas não têm tanto confinamento e o seu maciço de encabeçamento não tem reforço à flexão ou ao corte.

Posto isto, danos como fendas por flexão, “*spalling*” e encurvadura de eventuais reforços podem ocorrer nas estacas ou nos maciços de encabeçamento.

Dano nas fundações associado a liquefação e deslizamento de terras são a causa de grandes roturas e colapsos de pontes. O problema agrava-se para pontes com vãos simplesmente apoiados, como a figura 2.50 mostra. O sismo na Costa Rica em 1991 provocou rotação no encontro provocado por liquefação e deslizamento de terras. A figura 2.51 mostra que movimentação do solo resulta em elevado dano para as estacas, especialmente para estacas inclinadas.



Figura 2.50 – Rotação do encontro devido à liquefação e deslizamento de terras durante o sismo de Costa Rica em 1991.



Figura 2.51 – Dano nas estacas de fundação do encontro durante o sismo de Costa Rica em 1991.

## **2.4. CONCLUSÕES**

Este capítulo tinha como objetivo apresentar e descrever tipos de danos sofridos pelas pontes durante um sismo, identificando as causas do dano. No entanto nem sempre é fácil de identificar a causa do dano, pois é complexo devido às variáveis envolvidas.

Foi possível interpretar que ao longo dos anos o dimensionamento sísmico tem vindo a evoluir e a ficar mais otimizado e adequado, muito devido às lições aprendidas com os sismos passados, pois vários tipos de danos são recorrentes.

As situações de colapso são devido a insuficiente armadura nos pilares, fraco dimensionamento das ligações entre os pilares e o tabuleiro. Em relação a colapso de pontes antigas, constata-se que a rotura do solo é a causa de muitos colapsos, sendo influenciável a proximidade da ponte e as condições do solo, amplificando ou não os movimentos do solo, criando vulnerabilidade nas pontes.

Apesar da considerável aprendizagem e esforço que se tem tido ao longo destas últimas décadas no desenvolvimento e melhoramento na regulamentação sísmica e no reforço das estruturas no âmbito anti sísmico, existem ainda casos trágicos de sismos bastantes recentes, onde estruturas e pontes modernas colapsaram ou ficaram inutilizáveis, mesmo tendo sido dimensionadas com os critérios e regulamentos modernos.

Casos como o do Haiti, são de importante alerta sobre como proceder em países em desenvolvimento e com grande probabilidade sísmica, e onde a regulamentação sísmica e a qualidade de construção é fraca.

É também importante dar atenção às réplicas que se seguem ao sismo principal, como o caso recente na Nova Zelândia, onde a réplica de 6 meses após primeiro abalo teve impactos relevantes.

Sismos recentes como o do Japão e Nova Zelândia provam outra vez a sua capacidade de destruição, mesmo na presença de regulamentos modernos e países desenvolvidos.



# 3

## ESTRATÉGIAS DE MODELAÇÃO NUMÉRICA

### 3.1. INTRODUÇÃO

Os métodos de análise não-linear têm vindo a mostrar diferentes possibilidades de caracterização, do comportamento estrutural envolvendo vários assuntos críticos, devido à incerteza ou dispersão significativa. A modelação, tanto material como geométrica, tem igualmente várias alternativas e necessidade de escolhas e suposições.

A modelação estrutural é conhecida por apresentar vários desafios e particularidades, nomeadamente, pela necessidade de fazer suposições e pelo facto de ainda estar em desenvolvimento.

Este capítulo consiste em caracterizar e mostrar alguns dos tipos de modelação que existem, para vários elementos e aspetos estruturais de uma ponte. As estratégias de modelação aqui referidas são, em vários casos, as que foram utilizadas na análise do caso de estudo apresentado no capítulo 5.

Para proceder à análise da resposta de pontes sujeitas à ação sísmica é fundamental dispor de modelos que, de forma adequada, descrevam o comportamento de cada componente estrutural, nomeadamente, pilares, tabuleiro, encontros, apoios e as suas ligações. As pontes em betão armado são, em muitos casos, constituídas por um conjunto de pilares ligados nas suas extremidades superiores a um tabuleiro que pode ser encarado, deste ponto de vista, como uma viga. Como este trabalho vai focar a utilização de modelos de barras, as estratégias de modelação apresentadas neste capítulo dizem mais respeito a esse tipo de modelos.

As diferentes possibilidades de modelação estrutural comuns são classificadas conforme o seu propósito (Spacone 2001). Os modelos podem ser essencialmente ou de barras ou de elementos finitos e ambos podem ser representados em apenas duas direções ou então tridimensionalmente. A escolha de um dos 3 tipos dos modelos mencionados reflete o nível de refinamento do modelo, grau de exatidão e esforço computacional que se queira considerar.

Tendo em conta o sistema estrutural de uma ponte ou viaduto, os modelos mais usados são os que concentram a não linearidade nos pilares, visto que o tabuleiro e os encontros são normalmente protegidos contra colapso ou grandes danos, por razões de custos ou segurança humana (Casarotti e Pinho, 2006). Portanto, os pilares são elementos fundamentais que necessitam de modelação detalhada do seu comportamento não linear. As duas maiores fontes de não linearidade são por via material e por via geométrica.

### 3.2. NÃO LINEARIDADE MATERIAL

A não linearidade do material é normalmente tida em conta por modelos de plasticidade concentrada (*lumped plasticity models*) ou por modelos de plasticidade distribuída (*spread plasticity models*).

Os modelos de plasticidade concentrada consideram um comportamento linear elástico dos elementos à exceção de zonas localizadas, bem definidas, em que a plasticidade é traduzida sob forma de uma rótula plástica. Devido à inelasticidade que as extremidades dos elementos de betão armado podem exibir, são criadas no modelo, molas nas extremidades que expressam o comportamento não linear (Clough e Johnston, 1966; Giberson, 1967; Takizawa, 1976), como referido em (Spacone, 2001). As rótulas plásticas tentam reproduzir o efeito do fenómeno de degradação de rigidez à flexão e ao corte (Clough e Benuska, 1967; Takeda *et al.*, 1970; Brancaleoni *et al.*, 1983).

Os modelos de plasticidade distribuída são referidos normalmente por modelos de fibras, considerando a não linearidade do material distribuída ao longo do elemento estrutural. Considerados mais exatos quando aplicados a membros de betão armado contínuos, sem regiões inelásticas definidas, requerem apenas a definição da geometria e propriedades dos materiais. A resposta da secção transversal é estimada através de teoria da plasticidade em relação a compressão e tração resultantes ou por discretização dos elementos por fibras com comportamento uniaxial, com material inelástico distribuído ao longo do eixo longitudinal do elemento, assegurando a exatidão estimada do dano. Os primeiros modelos deste tipo foram propostos por Aktan *et al.* (1974), Helleland e Scordelis (1981). Depois de várias propostas e melhoramentos, estes começaram a ser implementados em *software*, como por exemplo o OpenSees (McKenna 1997; McKenna e Fenves, 2006), o SeismoStruct (SeismoSoft, 2008) entre outros.

### 3.3. NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA

Não existe muita experiência na modelação da não linearidade geométrica em pontes apesar de ser conhecida a sua importância durante um sismo, visto as estruturas experienciarem deslocamentos relativos consideráveis. O trabalho feito por Correia e Virtuoso (2006) permite a análise de grandes deslocamentos/rotações e grandes deformações em relação à corda dos elementos (os efeitos P- $\Delta$ ), através da aplicação de uma formulação co-rotacional.

De acordo com Priestley *et al.* (1996), no que diz respeito a pontes, os deslocamentos laterais durante um sismo são tipicamente pequenos, o que geralmente permitir desprezar a não linearidade geométrica. No entanto, em pontes altamente flexíveis ou em pilares muito esbeltos combinadas com elevadas cargas verticais, pode ser relevante considerar este efeito.

### 3.4. GEOMETRIA DE UMA PONTE

#### 3.4.1. SISTEMA DE COORDENADAS

O sistema de coordenadas usado para a modelação e análises de pontes pode ser representado como na figura 3.1. O eixo global X está na direção da corda que liga os encontros, reproduzindo assim o desenvolvimento da ponte, sendo referido como a direção longitudinal; o eixo global Y é ortogonal à corda num plano horizontal (XY), representando assim a direção transversa; o eixo global Z define a direção vertical da ponte. Para a análise e dimensionamento de elementos específicos da ponte são usados elementos com 2 nós e um sistema de coordenadas local, como mostra a figura 3.2. A nomenclatura para a torção e para a força axial ou deformação de um elemento será representada como direção 1-1 ou direção axial. Forças de corte e deformações, bem como momentos e rotações serão denominadas por direções 2-2 ou 3-3, como mostra a figura 3.3.



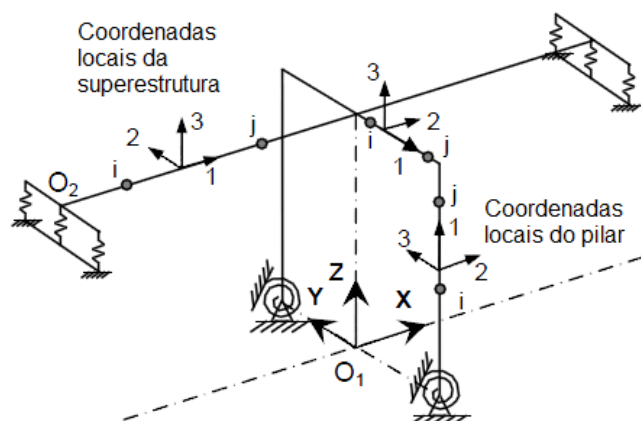
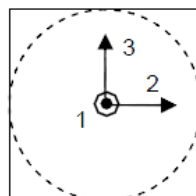


Figura 3.1 – Sistema global e locais de coordenadas.



- 1: Direção axial do nó i pra o j (fora do plano)
- 2: Perpendicular à direção axial
- 3: Definido pelo produto vetorial

Figura 3.2 – Sistema local de coordenadas.

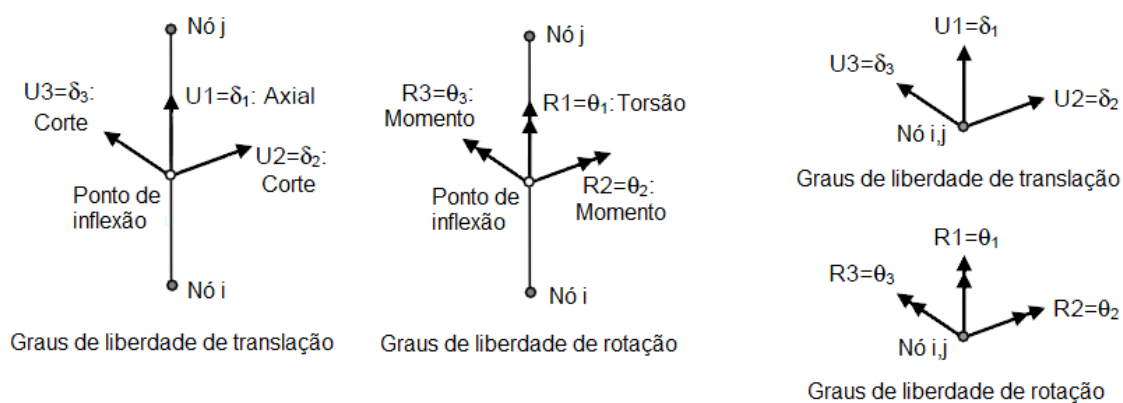


Figura 3.3 – Nomenclatura dos graus de liberdade.

### 3.4.2. DEFINIÇÃO DOS NÓS E ELEMENTOS

Para a análise sísmica de pontes é normal o uso de elementos tipo viga ou pilar com as propriedades da secção transversal para representar o tabuleiro e os seus componentes. A geometria, os nós e a ligação dos elementos no modelo serão determinadas de acordo com algumas recomendações deste capítulo. Neste estudo usou-se este modelo do esqueleto da ponte a três dimensões com elementos do tipo barra, localizados no centro de gravidade de cada secção transversal.

O ATC-32 (1996) sugere que em modelos lineares elásticos devem ser usados um mínimo de 3 elementos de barra por pilar e 4 elementos por vão. No entanto, é recomendado para todos os tipos de análises que o tabuleiro, viga de encabeçamento “*cap beam*” e pilares sejam discretizados no mínimo com 5 elementos de igual comprimento, exceto para os vãos com rótulas ou juntas de dilatação. Nesses casos, os nós do tabuleiro devem coincidir com a localização destas ligações, para uma boa análise e leitura do comportamento da ponte.

A ligação entre os pilares e o tabuleiro é assegurada por elementos de ligação rígidos, de massa residual, que garantem que todos os esforços sejam transferidos para os pilares, simulando o maciçamento que suporta o tabuleiro, como mostra a figura 3.4.

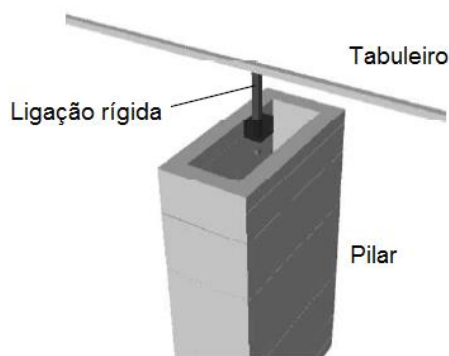


Figura 3.4 – Esquema da ligação rígida.

### 3.5. MODELAÇÃO DO TABULEIRO

Os elementos do tabuleiro devem ser modelados como elástico-lineares do tipo viga-pilar com as propriedades materiais relevantes, que neste caso correspondem às do betão armado fendilhado. Não é necessário considerar a não linearidade dos elementos do tabuleiro para uma análise global, visto que os pilares e os encontros é que absorvem maiores esforços, enquanto se assume que o tabuleiro se mantenha em regime elástico.

É recomendado a utilização de um programa para obter as propriedades da secção transversal do tabuleiro, no presente estudo, foi utilizado o CSiBridge (Computers e Structures 2016).

As propriedades de secção, a rigidez à flexão ( $E_c I$ ) e a rigidez à torção ( $G_c J$ ), devem refletir a fendilhação que ocorre antes de ser atingido o estado limite de cedência. Os momentos de inércia efetivos à flexão ( $I_{eff}$ ) e à torção ( $J_{eff}$ ), devem ser usados para obter valores para a análise da estrutura mais realistas. Para o tabuleiro, de acordo com o *Seismic Desing Criteria* (SDC) (2013) da *Caltrans*, secção 5.6.1.2, o  $I_{eff}$  pode ser estimado entre o intervalo de  $0,5I_g - 0,75I_g$ . No entanto, em tabuleiros de betão armado pré-esforçado, estes são, significativamente, afetados pelos esforços do pré-esforço, contribuindo assim para que não haja perdas de rigidez e portanto  $I_{eff}=I_g$ . Em relação à  $J_{eff}$ , não é necessária em pontes que se

encontrem nos requisitos das pontes comuns (Ordinary Bridge) na Secção 1.1 do SDC (2013). Em pontes especiais,  $J_{eff}$  pode ser assumido como  $0,2J_g$ , como sugere a Secção 5.6.2 do SDC (2013).

De qualquer das formas, é recomendado que se reduza a rigidez da secção transversal do tabuleiro perto dos pilares, para uma rigidez efetiva, devido ao efeito chamado *shear lag*, preconizado por 5.3.2.1 do EC2 1-1 (2010), como mostram as figuras 3.5 e 3.6. Deve ainda efetuar-se uma redução da área da secção para cálculos de deformações por corte, através de:

$$A_y = A_z = \frac{A_x}{1,2} \quad (3.1)$$

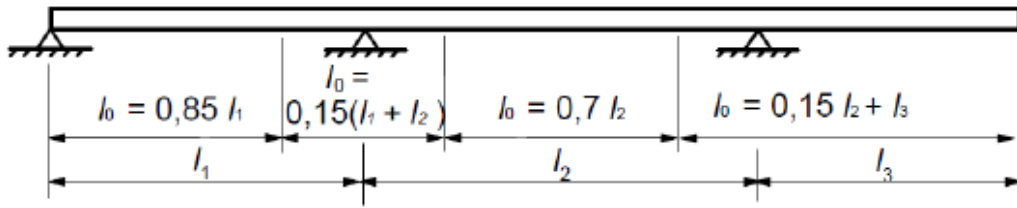


Figura 3.5 – Definição do  $l_0$ , para o cálculo da largura efetiva do banzo (EC2 1-1 (2010)).

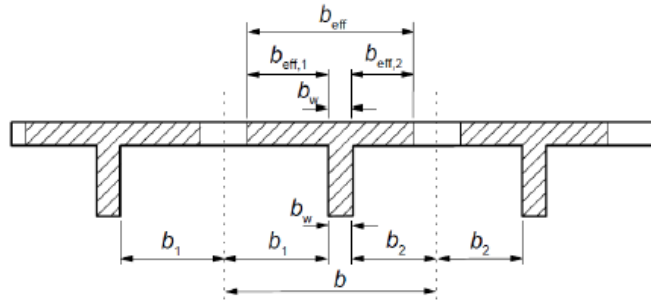


Figura 3.6 – Parâmetros para determinação da largura efetiva do banzo (EC2 1-1 (2010)).

Nas figuras 3.5 e 3.6, pode-se usar a formulação do EC2 para a determinação da largura efetivas de banzos:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (3.2)$$

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \quad (3.3)$$

$$b_{eff,i} = b_i \quad (3.4)$$

ou ainda uma outra formulação mais simples e expedita:

$$b_{eff,i} = \frac{l_0}{6} \text{ (Carregamento distribuído)} \quad (3.5)$$

$$b_{eff,i} = \frac{L_0}{10} \text{ (Carregamento concentrado)} \quad (3.6)$$

### 3.6. MODELAÇÃO DA VIGA DE ENCABEÇAMENTO (CAP BEAM)

A viga de encabeçamento é um elemento de betão ligado ao tabuleiro e aos pilares, ajudando nas pontes com suportes de pilar duplo, para um comportamento do tipo pórtico às ações laterais ou deslocamentos aplicados na direção transversal da ponte. Para pontes com suportes de pilar único, por vezes, é construída a viga de encabeçamento para facilitar e reforçar a ligação com o tabuleiro.

No caso de pontes com suportes de pilar duplo, a viga deve ser representada pela modelação de um elemento elástico como um pórtico com secção transversal retangular com as dimensões apropriadas. As propriedades dos materiais que devem ser usadas são o módulo de elasticidade, a densidade do betão armado, definidas na Secção 3.2.6 do SDC (2013) e ainda no EC2 1-1 (2010) no Quadro 3.1.

A viga de encabeçamento é ligada através de ligações rígidas ao tabuleiro visto que ambos os elementos são normalmente construídos monoliticamente sem ligações. O uso de restrições no nó do topo do pilar pode representar uma sobrestimação da rigidez da ponte na direção transversal. A flexibilidade da viga de encabeçamento deve ser tida em conta em vez de restrições nos nós, se de facto existir informação suficiente para a sua modelação. Visto que o tabuleiro e a viga de encabeçamento são construídos simultaneamente como um único elemento, a rigidez à flexão do tabuleiro aumenta a rigidez torsional da viga. A resistência à torção do sistema viga-tabuleiro é maior do que a resistência à torção dada exclusivamente só pela secção transversal da viga de encabeçamento. Portanto, a constante torsional da viga deve ser modificada por um fator de amplificação  $C$  (figura 3.11):

$$J_{eff} = J_g \times C \quad (3.7)$$

onde:

- $C$  Fator de amplificação da contante torsional, determinado com o valor mínimo de  $10^2$
- $J_{eff}$  Resistência efetiva torsional da viga de encabeçamento
- $J_g$  Resistência torsional da secção transversal da viga de encabeçamento, calculado através de um *software*.

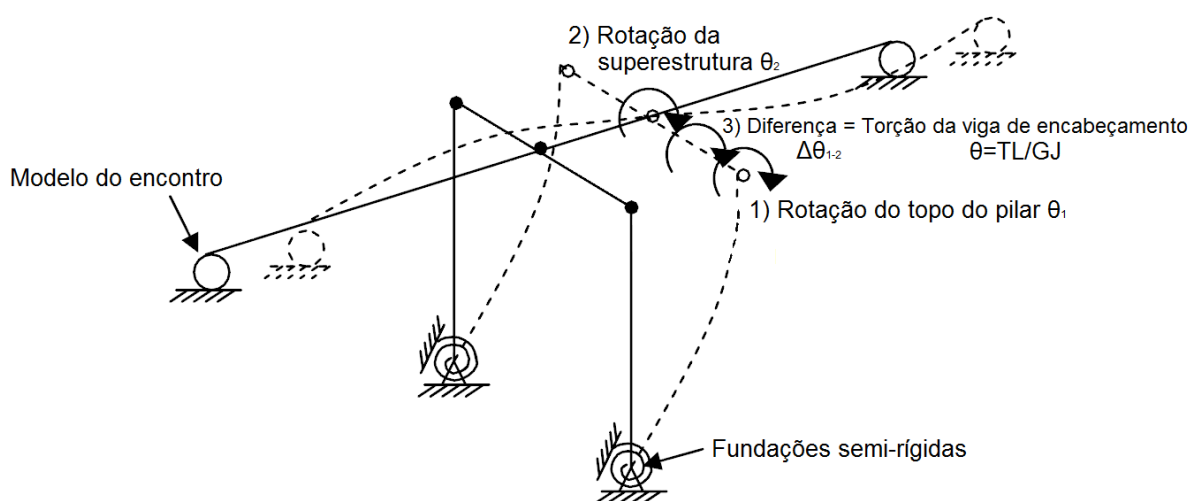


Figura 3.7 – Torção da viga de encabeçamento (*cap beam*).

Para modelar corretamente a rigidez torsional do sistema viga de encabeçamento-tabuleiro, é necessário verificar a torção da viga, cujo a diferença entre a rotação do topo do pilar e a rotação do tabuleiro é reduzida de 5% do valor originalmente obtido sem fatores de amplificação (figura 3.8) O valor do fator C deve ser ajustado de modo a ser múltiplo de 10 até atingir o valor da torção da viga de encabeçamento com um comportamento aproximadamente rígido.

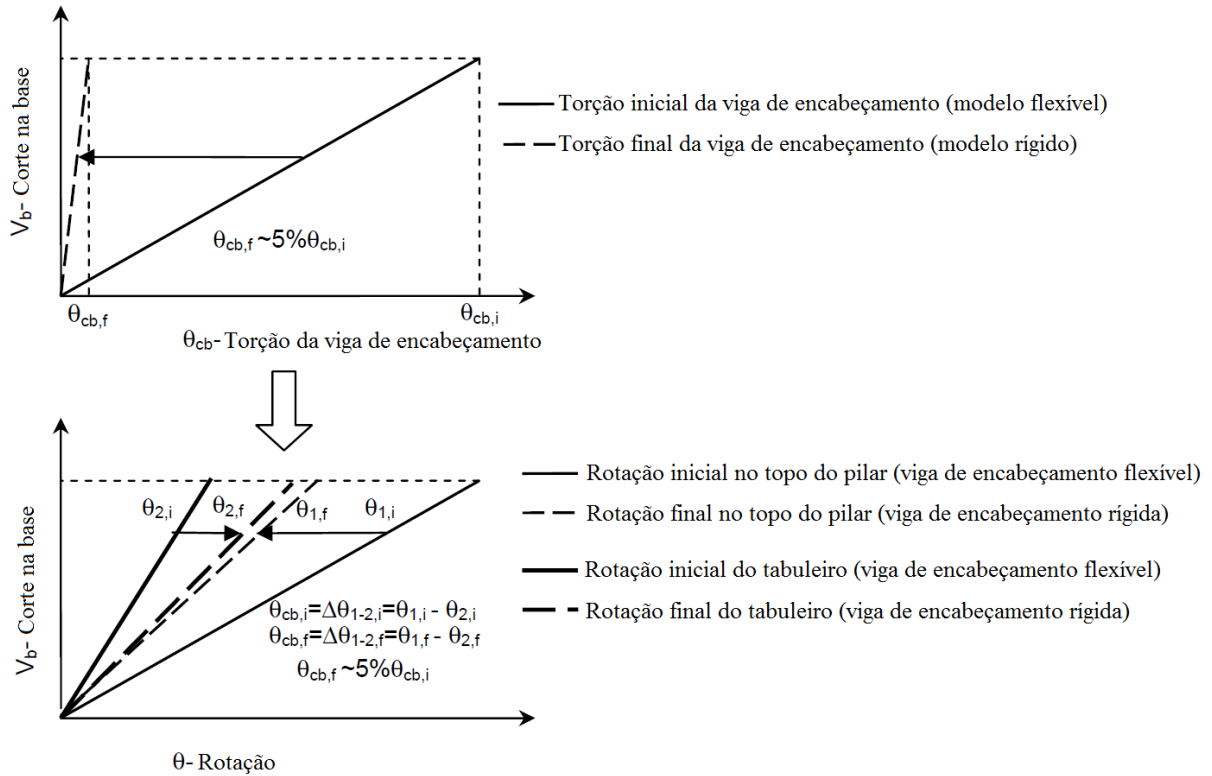


Figura 3.8 – Redução expectável da torção de uma viga de encabeçamento representada de uma análise estática linear.

A rigidez torsional adicional é dada pelo fator de amplificação para a viga de encabeçamento, que irá reduzir a torção da viga e produzir um aumento de fixação do topo do pilar ao tabuleiro e, consequentemente, um aumento na rigidez lateral da ponte na direção longitudinal. Como resultado deste fator, a capacidade de carga e de corte irão aumentar, mas gera igualmente uma redução da capacidade de deslocamento e ductilidade da ponte. Ao utilizar estes fatores adicionais permite obter uma resposta mais realista da ponte sob cargas nas direções longitudinal e transversal.

### 3.7. MODELAÇÃO DOS ENCONTROS

#### 3.7.1. GEOMETRIA E COMPORTAMENTO

Os encontros são um sistema de suporte de terras dimensionados de uma forma económica para resistir a esforços induzidos por um sismo. O comportamento do encontro, a interação solo-estrutura e a flexibilidade do aterro são aspetos importantes para a resposta de um sismo. Especialmente para pontes com vãos pequenos e elevada rigidez no tabuleiro, a mobilização do aterro e o comportamento inelástico do solo sob elevadas deformações por corte dominam a resposta da ponte e dos pilares (Kotsoglou e Pantazopoulos 2006).

São representados os diferentes componentes de um encontro na figura 3.9.

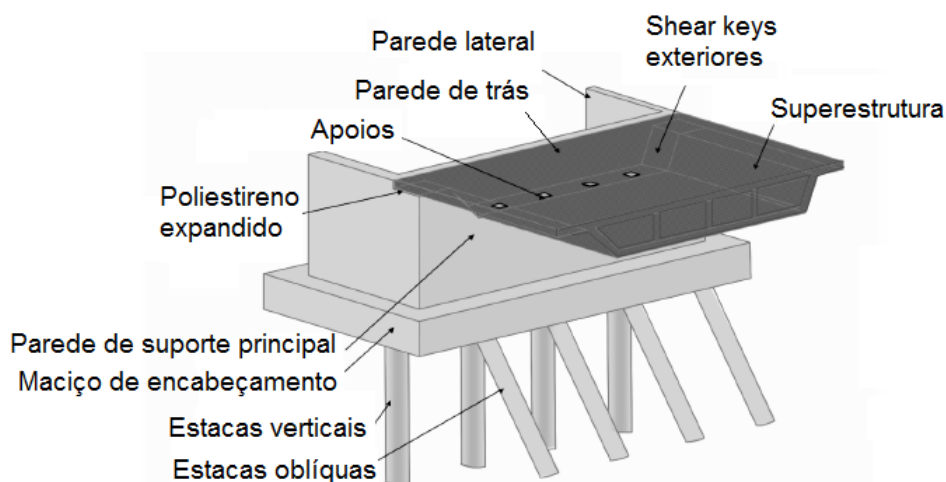


Figura 3.9 – Componentes de um encontro (Megally, Silva, e Seible 2002).

### 3.7.2. MODELOS DE COMPORTAMENTO

#### 3.7.2.1. Modelo simples

Este modelo consiste numa simples condição fronteira onde se aplica apenas uma restrição ao deslocamento na direção vertical, como se pode ver na figura 3.10. Este modelo pode ser usado para estimar uma resistência transversal da ponte por defeito. A resposta deste modelo simples da ponte é controlada pela formação de rótulas plásticas e pela ductilidade do pilar. Os pilares comportam-se como uma consola ou como um pórtico mediante as suas ligações e rigidez relativa em cada direção da ponte. Se for usada uma restrição rotacional no eixo longitudinal do tabuleiro para representar a resistência ao derrube do encontro, pode ocorrer uma sobrestimação da resistência global da ponte e uma subestimação da ductilidade, especialmente se for uma ponte com suportes de apenas um pilar.

A resposta de um encontro de uma ponte é algo situada no meio entre um apoio vertical simples e várias restrições rotacionais (encastramento perfeito).

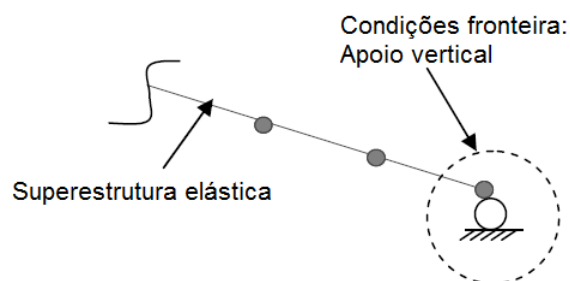


Figura 3.10 – Modelo simples de um encontro.

### 3.7.2.2. Modelo de molas simplificado

Para esta modelação dos encontros, são essencialmente utilizadas molas com uma rigidez global que representa o aterro junto ao encontro, o sistema de fundações e o perfil do terreno de fundação. O uso de molas elásticas é muito comum para análise de pontes, dada a facilidade de se incorporar o comportamento dinâmico do solo junto ao encontro e reproduzir a interação solo-estrutura (figura 3.11).

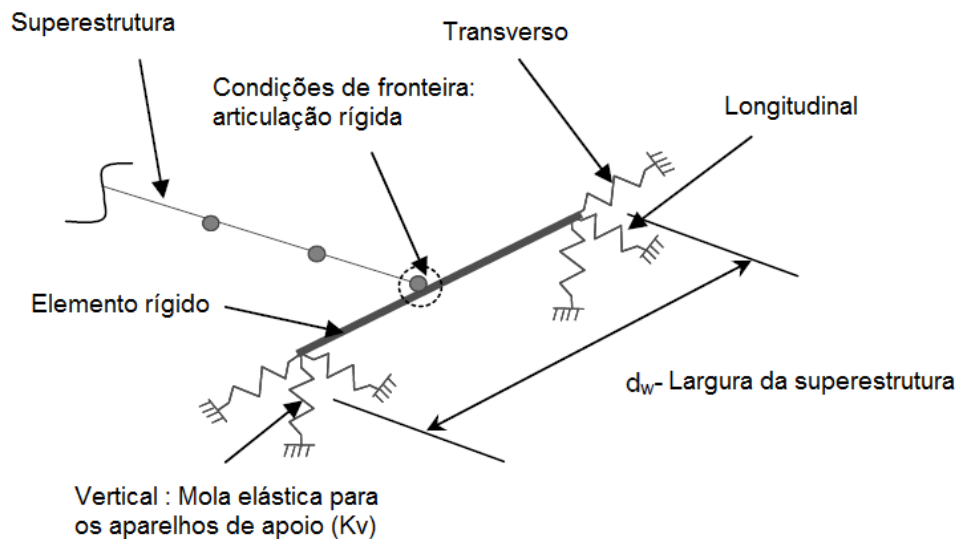


Figura 3.11 – Esquema geral de um modelo de molas simplificado para um encontro.

Este modelo consiste num elemento rígido com o comprimento da largura do tabuleiro ( $d_w$ ), ligado através de um nó rígido ao centro do tabuleiro, com uma resposta não linear longitudinal, transversal e vertical em cada extremidade do encontro.

Na direção longitudinal o sistema é definido na figura 3.12, e consiste num elemento rígido sem ligação de corte e de flexão, um elemento do tipo *gap* com condições de fronteira em cada extremidade permitindo apenas translação longitudinal e um elemento do tipo *zero-length*. O *zero-length* é um elemento sem comprimento que tem propriedades elásticas-perfeitamente plásticas com a rigidez do encontro  $K_{abt}$  e a resistência última  $P_{bw}$ , obtidas através da Secção 7.8.1 do SDC (2013). A resposta longitudinal é definida tendo em conta o *gap* e o aterro, onde as pressões passivas são produzidas pelas paredes do encontro. A resistência ao corte e os aparelhos de apoio são ignorados.

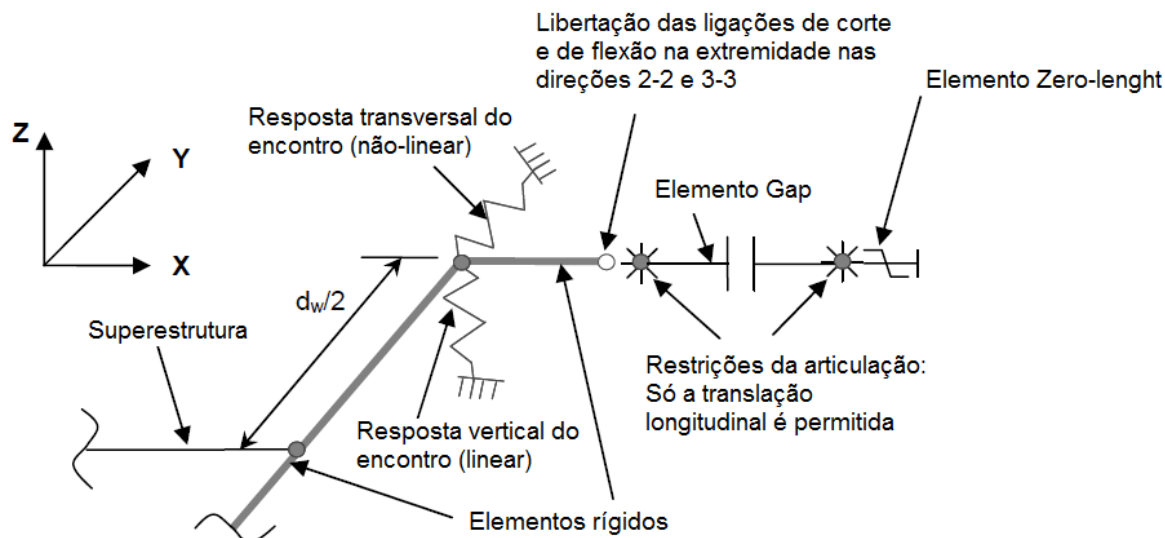


Figura 3.12 – Sistema em série para a resposta longitudinal do encontro.

Para a direção transversal, é definido um elemento *zero-length* na extremidade de cada ligação rígida com propriedades elásticas-perfeitamente plásticas e com as respostas das paredes do encontro e das respetivas estacas. A rigidez do encontro  $K_{abt}$  e a resistência da parede de trás do encontro  $P_{bw}$  que são obtidas para a direção longitudinal da Secção 7.8 do SDC (2013), são modificados usando fatores correspondendo à eficácia da parede ( $C_L$ ) de 2/3 e coeficientes de participação  $C_w$  de 4/3 (Maroney e Chai 1994). O comprimento das paredes laterais pode-se assumir que seja 1/2 a 1/3 do comprimento da parede de trás.

A resistência das *shear keys* e da distribuição dos aparelhos de apoio são ignorados neste modelo.

Para a direção vertical, é definida uma mola elástica nas extremidades de cada ligação rígida, com a rigidez dos aparelhos de apoio ( $K_v$ ). A distribuição dos aparelhos de apoios e a rigidez vertical do aterro é desprezada no modelo.

### 3.7.2.3. Modelo de molas detalhado

Este modelo é mais complexo que o anterior, foi desenvolvido por Mackie e Stojadinovic (2006) e permite considerar respostas não lineares longitudinal, transversal e vertical mais sofisticadas, bem como a correspondente participação da massa do betão do encontro e a mobilização do solo de aterro. O esquema geral deste modelo é apresentado na figura 3.13.



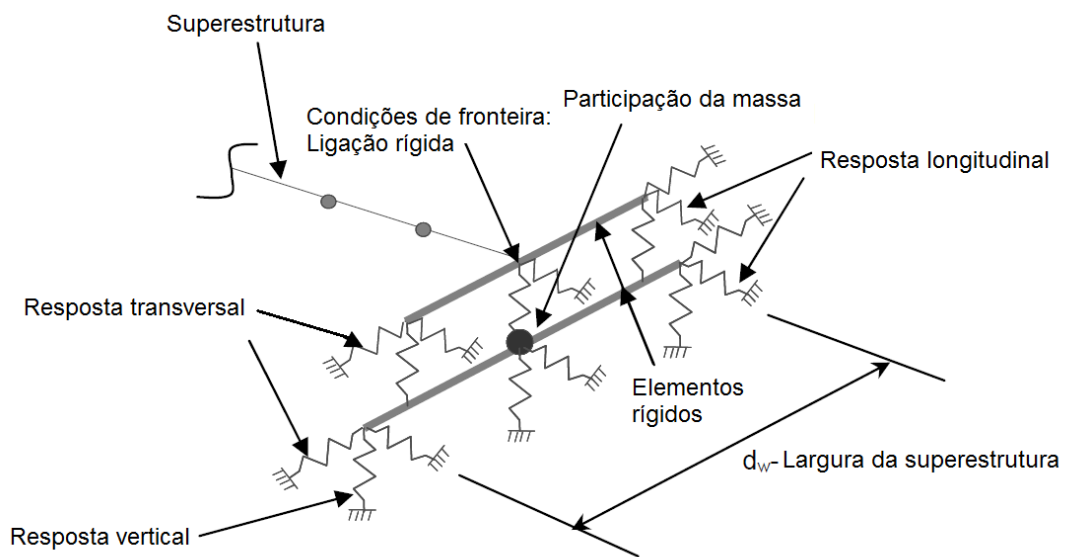


Figura 3.13 – Esquema geral de um modelo de molas para um encontro

A resposta longitudinal é baseada nos aparelhos de apoio elastoméricos, no *gap*, na parede de trás do encontro, nas estacas do encontro e no solo de aterro. Antes do impacto devido ao fechar do *gap*, as forças do tabuleiro são transmitidas para a parede principal do encontro através dos aparelhos de apoio e seguidamente para as estacas e aterro. Depois do fecho do *gap*, o tabuleiro é diretamente suportado pela parede de trás do encontro que mobiliza toda a pressão passiva do aterro. Um sistema de elementos *zero-length* representa a combinação do comportamento de cada elemento do encontro. A rigidez do encontro  $K_{abt}$  e a resistência última  $P_{bw}$  são obtidas através das equações 7.8.1.2 e 7.8.1.3 do SDC (2013). O deslocamento dos aparelhos de apoio na cedência e no estado limite último, são assumidos com valores correspondentes a 150% e a 300% da tensão de corte (Aviram *et al.* 2008). É usado um coeficiente dinâmico de fricção de 0,40 para o neoprene no betão (Aviram *et al.* 2008), garantindo que a rotura por corte ocorre antes de o deslizamento dos aparelhos de apoio. A rigidez do encontro e a resistência são representadas pela colocação de um sistema de elementos *zero-length* nas duas extremidades da localização dos aparelhos de apoio para ter em conta a rotação do tabuleiro em relação ao eixo vertical da ponte. A rigidez e a resistência dos aparelhos de apoio são tidos em conta neste modelo. As propriedades dos dois sistemas de molas são determinadas para representar a combinação do comportamento de todos os componentes do encontro.

A resposta transversal é baseada na resposta dos aparelhos de apoio elastoméricos, *shear keys* de betão exteriores, nas estacas do encontro, nas paredes laterais e no solo do aterro. A resistência última da *shear key* é obtida de acordo com a Secção 7.8.4 do SDC (2013). A rigidez transversal e a resistência do aterro, das paredes laterais e do sistema de estacas são calculados usando a modificação do SDC para o procedimento na direção longitudinal, nomeadamente, a eficácia da parede lateral  $C_L$  e os coeficientes de participação  $C_W$  de 2/3 e 4/3, de acordo com Maroney e Chai (1994). A rigidez do encontro  $K_{abt}$  e a resistência da parede de trás  $P_{bw}$  obtidos para a direção longitudinal são modificados com os coeficientes acima mencionados. O comprimento da parede lateral pode ser assumido como sendo 1/2 a 1/3 do comprimento da parede de trás. Este sistema combinado de aparelho de apoio-*shear key* atua em série com a rigidez transversal do encontro e a sua resistência.

A resposta vertical do encontro inclui a rigidez vertical dos aparelhos de apoio em série com a rigidez vertical do aterro trapezoidal, obtida por Zhang e Makris (2001). É arbitrado que o encontro tem uma massa nominal proporcional à carga estática do tabuleiro.

### 3.8. MODELAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE FRONTEIRA

#### 3.8.1. INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

A interação dinâmica entre o solo e o fuste das estacas das fundações de uma ponte tem um efeito significativo na resposta de uma ponte à ação sísmica.

Apesar de não ser prático incluir todos os efeitos da interação solo-estrutura na resposta da ponte ao sismo, no dimensionamento deve ser reconhecido que esta interação introduz flexibilidade e dissipação de energia ao sistema, comparativamente com o facto de assumir o apoio rígido ou duplo. As propriedades de rigidez e do amortecimento de uma fundação dependem das características do solo, das estacas e das ligações entre as estacas e o maciço de encabeçamento. O efeito de um grupo grande de estacas pode afetar significativamente as propriedades dinâmicas.

#### 3.8.2. APOIOS DOS PILARES

A definição de condições de fronteira num sistema estrutural é um fator importante na constituição da matriz de rigidez, afetando o comportamento estático e dinâmico da estrutura. As condições fronteira podem ser corretamente atribuídas por modelos simplificados ou mais exatos dos encontros e do sistema de fundações da ponte, aproximando a capacidade de ductilidade do desempenho sísmico dos componentes estruturais. Numa análise dinâmica da ponte, os períodos modais e os modos de vibração, bem como outras propriedades são altamente influenciadas por estas condições fronteira.

Dependendo dos detalhes das fundações, deve ser especificado na base do pilar um apoio duplo, semirígido ou fixo. Se forem usadas rótulas plásticas na base de pilares em pontes com suportes de pilares duplos poderá ser usada uma ligação dupla que é usada por simplificação (restrição dos graus de liberdade U1, U2 e U3 correspondendo à translação). Nesses casos, é usada uma ligação rígida entre o topo do pilar e o tabuleiro para manter a estabilidade da ponte para cargas transversais. Para pontes com suporte de apenas um pilar, a estabilidade da estrutura na direção transversal é obtida através de uma ligação fixa na base do pilar e uma ligação rígida no topo com o tabuleiro. Para as condições fronteira referidas, devem ser verificadas as propriedades geotécnicas e representadas no modelo através de restrições da articulação na base do pilar.

No entanto, na realidade o comportamento é bem mais complexo, pois a capacidade de deslocamento é afetada por outros componentes para além da ductilidade do pilar, nomeadamente, pela flexibilidade das suas fundações. Esta característica deve ser incluída no modelo para representar de uma forma realista as condições fronteira do sistema, de acordo com a Secção 2.2.4 do SDC (2013), usando o modelo de uma rótula não acoplada (*uncoupled hinge*) ou um elemento *zero-length* (ver as Secções 3.9.4.1 e 3.9.4.4 do presente estudo, respetivamente). No caso de fundações flexíveis com uma restrição lateral, poderá ser usada uma ligação dupla na base através de restrição na articulação dos graus de liberdade U1, U2 e U3 correspondendo à translação, enquanto o comportamento linear ou não linear das fundações é introduzido através de graus de liberdade das rotações R2 e R3. A altura efetiva do pilar deverá ser ajustada para a localização idealizada da fixação do pilar.

A restrição à torção no grau de liberdade R1 não deve ser especificada para a base do pilar com uma ligação dupla, especialmente no caso de pontes com suportes de apenas um pilar, pois os modos torsionais da estrutura podem ter um impacto significativo.

### 3.8.3. RESTRIÇÕES NAS EXTREMIDADES DO TABULEIRO

Na modelação dos encontros, quando são usados os modelos de molas simplificados ou o modelo de molas detalhado, as ligações entre o tabuleiro e o modelo do encontro em cada extremidade é modelado como uma ligação rígida. As propriedades de translação e derrube foram definidas na Secção 3.7.

Para um modelo mais preliminar de uma ponte (i.e. sem um modelo de um encontro muito complexo) usado apenas para verificação de resultados de uma análise básica, deve-se definir uma condição de fronteira em cada extremidade do tabuleiro, por exemplo, restringindo o grau de liberdade U3, o que significa que o encontro está simplesmente a suportar cargas segunda a direção vertical. Não é definido nenhuma restrição torsional em qualquer extremidade do tabuleiro no grau de liberdade R1. Neste modelo preliminar, pontes com suportes de um único pilar resistem às cargas laterais ou deslocamentos na direção transversal da ponte desenvolvidos através da ação da consola, visto que o tabuleiro não restringe significativamente a rotação no topo do pilar. A liberdade torsional nas extremidades do tabuleiro tem pouco impacto na resposta transversal de uma ponte com suportes de pilar duplo, visto que a movimentação do pórtico será controlada pela ligação dos pilares com o tabuleiro, obtendo assim uma dupla curvatura nos pilares, como mostra a figura 3.14, possibilitando a formação de rótulas plásticas no topo e na base dos pilares.

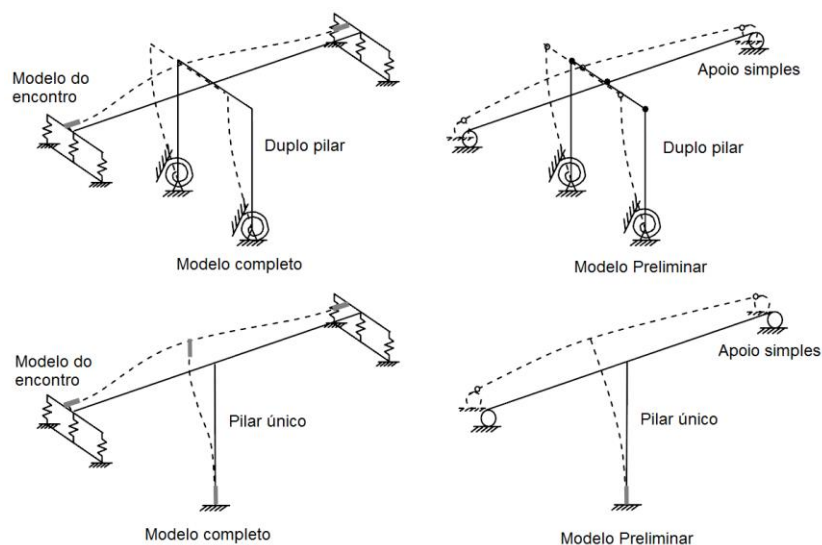


Figura 3.14 – Efeitos das restrições nas extremidades do tabuleiro para pontes com suportes de pilar único e duplo pilar.

## 3.9. MODELAÇÃO DOS PILARES

### 3.9.1. CONDIÇÕES GERAIS

A modelação dos pilares terá atenção especial nas regiões da base e no topo, respetivamente, nas fundações e na ligação com o tabuleiro, onde o comportamento não linear estará concentrado.

Para representação das fundações são utilizadas molas com uma rigidez global que tem em conta vários parâmetros e características do perfil do terreno de fundação e do respetivo sistema de fundação, nomeadamente, estacas e maciço de encabeçamento.

A verdadeira altura dos pilares ( $H_{col}$ ) é definida de acordo com a figura 3.1.4.1-1 da Secção 3.1.4 do SDC (2013). Acima do topo do pilar é definida a distância  $D_{c.g.}$  que representa a diferença entre o banzo inferior e o comprimento vertical do centro de gravidade da secção transversal do tabuleiro, como ilustra a figura 3.15.

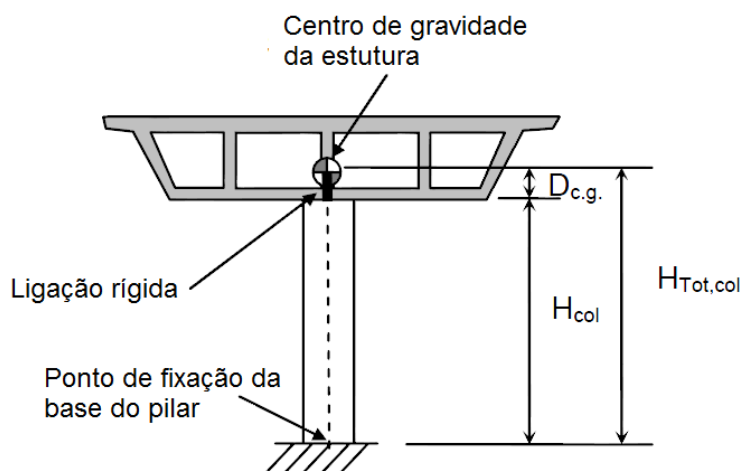


Figura 3.15 – Localização do topo do pilar e dos nós do tabuleiro.

Os elementos viga-pilar tridimensionais inelásticos são usados para o modelo de pilares representando o eixo dos pilares de uma ponte. É recomendado definir um elemento em separado com o comprimento  $D_{c.g.}$  definido em cima, e que esteja embebido no tabuleiro ou na viga de encabeçamento (*cap beam*). Deve ser atribuído um fator de rigidez elevado tendo em conta a elevada rigidez fornecida pela ligação.

Em relação à ductilidade local do pilar pode ser idealizada de acordo com a Secção 3.1.3 do SCD (2013), mediante as suas condições fronteira do topo e da base do pilar. A rigidez relativa do tabuleiro que diz respeito ao pilar, que é determinada pela geometria da ponte e pelas propriedades da interação solo-estrutura, tem um papel fundamental na definição das condições fronteira.

O modelo de uma consola assume a formação de uma rótula plástica em cada extremo do segmento perto do ponto de fixação do pilar. A curvatura de um pilar aumenta linearmente com a altura do ponto de inflexão (momento nulo) para o ponto de fixação (momento máximo). Na zona da rótula plástica, o momento plástico  $M_p$  e a curvatura são assumidos constantes, como se pode observar na figura 3.16 ou na Secção 3.1.3 do SDC (2013). O comprimento da rótula plástica de um pilar será aproximadamente calculado através da Secção 7.6.2 do SDC (2013), e deverá ser introduzido no modelo como um elemento separado na base e no topo. Pode ser feita uma análise preliminar linear estática do modelo da ponte tanto nas direções transversal como longitudinal que permite determinar a distribuição do momento entre o topo e a base das rótulas e as possíveis localizações onde elas se podem formar. Para cargas transversais à ponte, é esperado que as rótulas plásticas se desenvolvam no topo e na base, se existir uma restrição rotacional na base devido à ação do pórtico em pontes com duplo pilar. Em pontes com suportes de pilar único é comum, que se desenvolvam rótulas plásticas na base do pilar devido à ação de uma consola às forças transversais. Para carregamentos na direção longitudinal à ponte, o comportamento de pontes com suportes de pilar único ou pilar duplo é igual e é conduzido pela fixação na base ou pelo comportamento do pórtico através do tabuleiro. À zona da rótula plástica é atribuído um

modelo inelástico, enquanto ao resto (fora da rótula plástica) se atribui um modelo elástico com características de acordo com a sua geometria, usando as propriedades efetivas da secção.

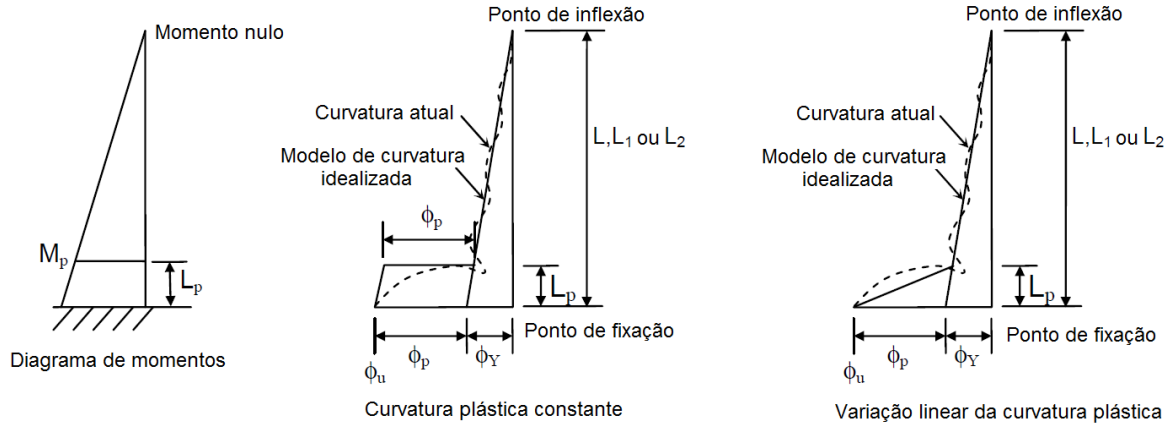


Figura 3.16 – Capacidade de deformação local de um pilar

### 3.9.2. PROPRIEDADES EFETIVAS DE UM PILAR

Para os pilares serem dimensionados como membros dúcteis de acordo com o SDC (2013) deve ser usada uma rigidez à flexão fendilhada ( $I_{eff}$ ), estimada através da figura 5.6.1.1 do SDC (2013). Assumindo que o nível de carga axial é derivado através do peso do pilar, a equação 5.6.1.1-1 define  $I_{eff}$ , representada da seguinte forma:

$$I_{eff} = \frac{M_y}{E \times \phi_y} \quad (3.8)$$

O uso de propriedades de secção transversal efetiva é uma prática comum recomendada pelo ACI 318 (2005), antecipando o desenvolvimento de fendas nas vigas e pilares de betão armado. Depois de vários ciclos de deformação devido a cargas laterais como a pressão do vento ou a ação sísmica, o ponto de inflexão do pilar muda de posição. Posto isto, em análises sísmicas, a inércia efetiva do pilar é usada no comprimento todo do pilar.

A rigidez torsional de membros em betão é altamente reduzida depois de ocorrer fendilhação. O momento de inércia à torção para pilares é reduzido de acordo com o seguinte:

$$J_{eff} = 0,2J_g \quad (3.9)$$

onde:

- $J_{eff}$  Resistência efetiva à torção do pilar
- $J_g$  Resistência à torção da secção transversal bruta, calculada automaticamente através de um *software*

De acordo com a Secção 3.6 do SDC (2013), a redução da área bruta do pilar devido à combinação de efeitos de flexão e de cargas axiais é feita para estimar a capacidade de corte do elemento dúctil. Visto

que a redução da capacidade axial do pilar não seria apropriada, a rigidez axial do pilar é obtida usando as propriedades da área bruta da secção. No entanto, é recomendado introduzir um fator de modificação de propriedades para a área de corte da secção transversal do pilar, de acordo com o seguinte:

$$A_{v,eff} = 0,8A_{v,g} \quad (3.10)$$

onde:

- $A_{v,eff}$  Área efetiva de corte do pilar;
- $A_{v,g}$  Área bruta da secção transversal do pilar, calculada através de um *software*.

### 3.9.3. ANÁLISE MOMENTO-CURVATURA DO PILAR

O momento plástico máximo de todos os elementos dúcteis de betão de uma ponte, principalmente o pilar, deve ser calculado através de uma análise momento-curvatura ( $M-\phi$ ) baseada nas propriedades dos materiais e de acordo com a Secção 3.3.1 do SDC (2013). Esta análise permite obter as curvaturas associadas a uma gama de momentos para a secção transversal sujeita a um carregamento monolítico, baseado nos princípios das equações de compatibilidade e no equilíbrio de forças. A curva ( $M-\phi$ ) pode ser idealizada como uma resposta elástica-perfeitamente plástica para estimar o momento plástico máximo de uma secção transversal. No entanto, é preferível um modelo bilinear que inclua o endurecimento do aço, ver figura 3.17. A porção elástica da curva idealizada deve passar para além do ponto de cedência das armaduras e o momento máximo nominal ( $M_{ne}$ ), representa o limite do comportamento elástico quando a extensão do betão à compressão ( $\epsilon_c$ ) atinge 0,003. O momento plástico máximo idealizado é obtido balanceando as duas áreas entre a curva ( $M-\phi$ ) real e a idealizada e o ponto de cedência das armaduras, como mostra a figura 3.17.

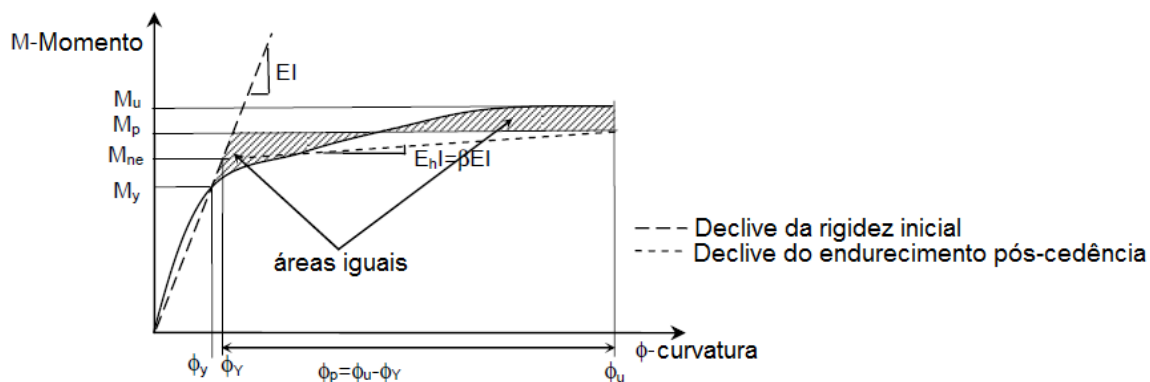


Figura 3.17 – Relação momento-curvatura ( $M-\Phi$ ).

Os valores correspondentes ao ponto de cedência ( $\phi_y, M_y$ ), ponto nominal ( $\phi_y, M_{ne}$ ) e capacidade máxima ( $\phi_u, M_u$ ), capacidade plástica ( $\phi_u, M_p$ ) e ductilidade ( $\mu\phi = \phi_u/\phi_y$ ) são obtidos através de vários programas de cálculo numérico. Para este estudo foi usado o CSiBridge (Computers e Structures 2016).

#### 3.9.4. COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DE UM PILAR

O comportamento não linear do pilar pode ser idealizado através de vários modelos de rótulas plásticas. Estes modelos requerem uma aproximação do comprimento da rótula plástica para converter a curvatura plástica para rotação plástica definida na Secção 7.6.2 do SDC (2013). Os modelos de rótulas não acopladas são definidos para apenas o peso próprio do pilar, falhando assim a representação da variação da capacidade e ductilidade do pilar que ocorre devido à flutuação de carregamento axial do pilar durante várias condições de carregamentos da ponte. Posto isto, um modelo de rótulas plásticas que não captura devidamente a interação esforço axial-momento resultará numa grande falta de exatidão se as flutuações de carregamento axial controlarem a capacidade máxima de um pilar. Estes modelos estão limitados a análises simples em 2D.

Em alternativa, um modelo de fibras é idealizado como um modelo momento-curvatura para diferentes níveis de carregamento axial. Este tipo de modelo permite uma correta avaliação do comportamento do pilar sobre a aplicação de uma curvatura e extensão axial na secção transversal. O uso deste modelo é recomendado para análises estáticas tridimensionais e análises dinâmicas mais detalhadas.

##### 3.9.4.1. Modelo de rótula plástica não acoplada

A rótula plástica de um pilar pode ser modelada como um modelo *lumped plasticity*, usando este modelo de rótula plástica não acoplada nas direções dos momentos M2 e do M3, correspondendo aos eixos 2-2 e 3-3 (direções longitudinal e transversal da ponte, respetivamente). Para cada eixo, as propriedades transversais e longitudinais da secção transversal do pilar são tidas em conta. É necessário, para cada eixo, fazer uma análise momento-curvatura para determinar o momento de cedência  $M_y$ , momento nominal  $M_{ne}$ , momento plástico  $M_p$  e o momento último do pilar  $M_u$ , bem como as rotações ( $\theta$ ) ou curvaturas ( $\phi$ ).

A rigidez elástica da secção do pilar é usada até ser atingida o momento nominal, a partir daí é assumido que se desenvolve o comportamento não linear. A não linearidade é definida através de uma relação momento-rotação (M- $\theta$ ) normalizado ou uma relação momento-curvatura (M- $\phi$ ) com possível comportamento de degradação. A rótula não acoplada pode ser usada para análises estáticas lineares, análise estática não linear (*pushover*), bem como análises dinâmicas não lineares (*time history*) com integração direta. Este modelo não é recomendado para análises dinâmicas ou estáticas tridimensionais.

##### 3.9.4.2. Modelo da rótula plástica com interação P-M2-M3

A rótula plástica de um pilar pode ser modelada como um modelo *lumped plasticity* usando este modelo de rótula com uma lei de interação P-M2-M3, sendo P a carga axial e M2 e M3 os momentos nas direções 2-2 e 3-3, respetivamente. A aplicabilidade e limitações deste modelo são parecidas com as do modelo da rótula não acoplada, exceto que neste modelo é acoplado o comportamento do pilar em ambas as direções ortogonais. A configuração da secção transversal deve ter em conta uma análise momento-curvatura em separado, para determinação do momento nominal máximo  $M_{ne}$ , o momento plástico  $M_p$ , e o momento último  $M_u$  do pilar, bem como as rotações ( $\theta$ ) ou curvaturas ( $\phi$ ) nas direções 2-2 e 3-3. No caso de um pilar com uma secção transversal circular simétrica, apenas é necessária fazer uma relação M- $\theta$  ou M- $\phi$  para cada nível de carga axial, enquanto para pilares assimétricos é recomendado usar no mínimo 3 curvas (transverso, longitudinal e a 45°), como mostra na figura 3.18.

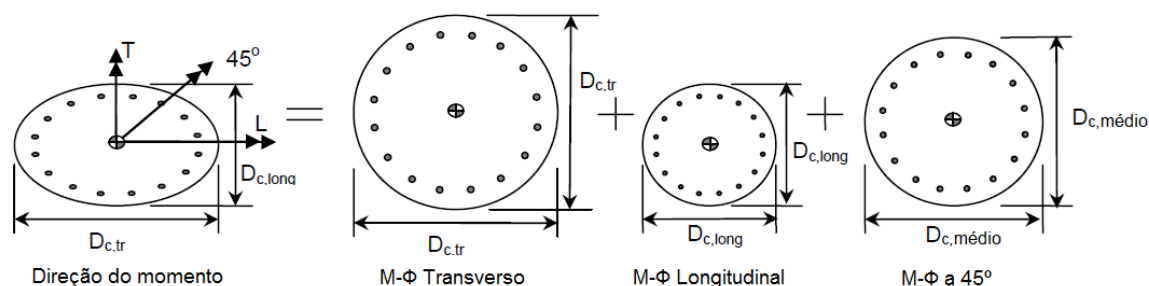


Figura 3.18 – Secção de um pilar com simetria biaxial: simplificação para a análise momento-curvatura.

Quando se desenvolve o comportamento não linear, a rigidez elástica do pilar é usada até ao ponto de cedência (o momento nominal  $M_{ne}$ ). A não linearidade é definida através de uma relação ( $M-\theta$ ) normalizada ou uma relação momento curvatura ( $M-\phi$ ) com comportamento de degradação. A rótula de interação P-M2-M3 pode ser usada para uma análise estática linear, análise estática não linear (*pushover*), bem como uma análise dinâmica não linear (*time history*) com integração direta. Devido às dificuldades de convergência depois da cedência nas análises dinâmica não linear, o uso deste método é mais comum nas análises estáticas.

#### 3.9.4.3. Modelo de rótula com fibras

Os modelos de fibras são normalmente apoiados numa discretização com elementos finitos e baseados numa modelação da secção em fibras de betão e aço, onde o comportamento não linear se encontra distribuído ao longo do comprimento do elemento e da área da secção transversal (Casarotti e Pinho 2006).

A rótula com fibras faz uma relação momento-curvatura em cada direção para vários níveis de carga axial ao longo de análises estáticas e dinâmicas. Esta interação entre momentos nas duas direções e força axial, e a distribuição da ação inelástica ao longo da secção é obtida automaticamente por através das relações tensão-deformação ( $\sigma-\epsilon$ ) atribuídas às fibras na secção transversal. As relações tensão-deformação correspondem a betão não confinado, a betão confinado e aos varões de aço longitudinais, ver figura 3.19.

A definição de cada fibra na secção transversal do pilar inclui a área, as coordenadas do centro de gravidade e o tipo de material, para cada relação  $\sigma-\epsilon$  mencionada anteriormente. Para pontes de betão armado, a definição da relação  $\sigma-\epsilon$  com a degradação da resistência do material é definida separadamente para betão confinado, betão não confinado e para o aço (figura 3.19).



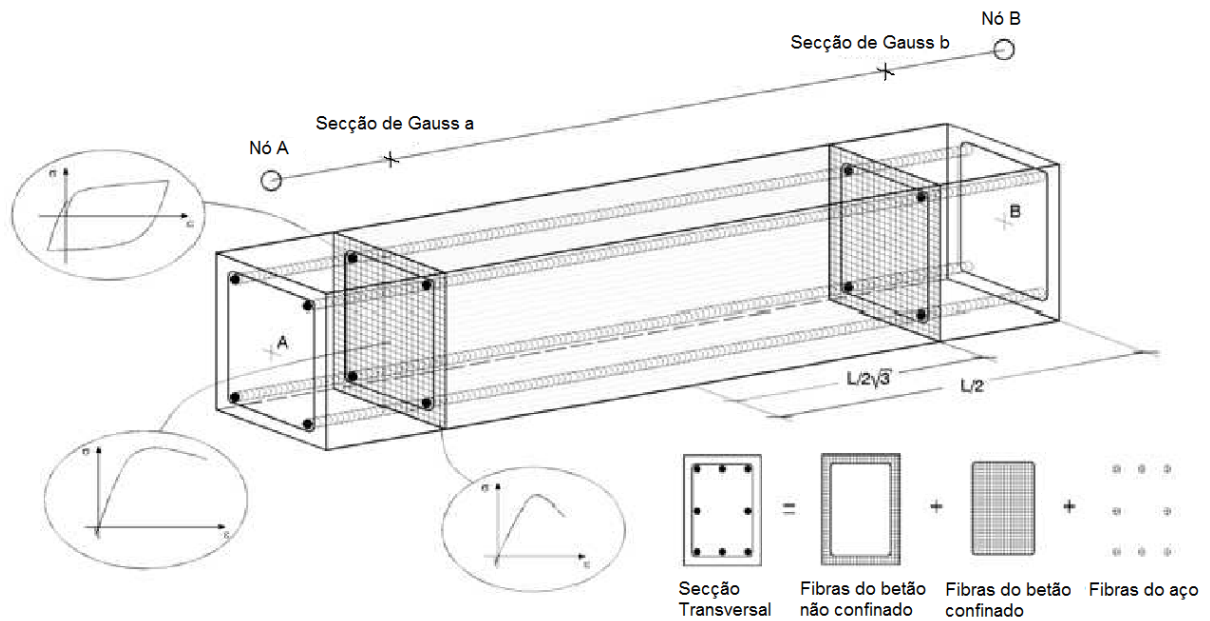


Figura 3.19 – Esquema dos elementos da discretização das várias fibras de uma secção transversal (Casarotti e Pinho, 2006).

O modelo de rótula de fibras é um modelo *lumped plasticity* e tem a característica do comprimento  $L_p$  (figura 3.20) atribuída a um elemento inelástico num ponto específico, como referido anteriormente em 2.5.1. O uso deste modelo pode ser alargado a uma análise modal, uma análise simples estática não linear (*pushover*), ou uma análise dinâmica não linear (*time history*) com integração direta. O modelo de fibras pode representar a perda de rigidez causada pela fendilhação do betão, a cedência das armaduras e degradação da rigidez e da resistência depois da cedência. Comportamentos de corte e torção da secção transversal são representados elasticamente.

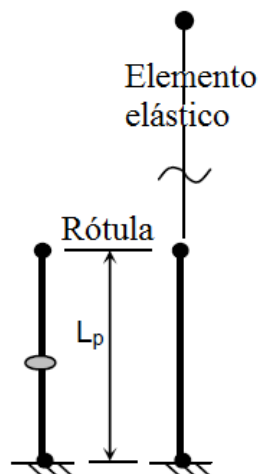


Figura 3.20 – Representação da atribuição do comprimento da rótula plástica.

Desta forma, podem ser efetuadas análises do comportamento de estruturas espaciais sujeitas a carregamentos estáticos ou dinâmicos, tendo em consideração as não linearidades geométricas locais (efeito viga-pilar) e globais (efeito dos grandes deslocamentos/rotações), bem como a plasticidade material.

### 3.10. MODELAÇÃO DE OUTROS CASOS

#### 3.10.1. AMORTECIMENTO

O amortecimento é uma dissipação de energia que resulta na redução da amplitude dos movimentos de vibração causados por excitações (sismos) ou deformações dinâmicas impostas. Nas estruturas complexas e em obras de arte, como no caso de pontes, não é prático determinar por via experimental as propriedades do amortecimento. Posto isto, todos os mecanismos de dissipação de energia são tidos em conta através de coeficientes de amortecimento estimados ou medidos em pontes comuns ou parecidas.

Os coeficientes de amortecimento recomendados (Newmark 1982) para pontes de betão armado com possível fendilhação com pequenas deformações ou situadas numa zona de baixa sismicidade são de 3-5% de amortecimento crítico. Para pontes com o tabuleiro pré-esforçado é estimado um coeficiente de amortecimento dentro de 5-7%. Para pontes complexas e situadas numa zona com elevada sismicidade, tanto de betão armado ou pré-esforçadas, são estimados coeficientes na ordem de 7-10%.

Tipicamente é usado um coeficiente de amortecimento de 5% de amortecimento crítico nas regulamentações de dimensionamento sísmico.

Coeficientes de amortecimento acima dos 10% devem ser antecipados na consideração do dimensionamento, quando pontes se identifiquem com algumas das características mencionadas na Secção 2.1.5 do SDC (2013).

#### 3.10.2. MODELAÇÃO DOS EFEITOS P- $\Delta$

Os efeitos dinâmicos das cargas axiais num pilar que resultam de grandes deslocamentos laterais são assim conhecidos por efeitos P- $\Delta$  ou efeitos de segunda ordem e estão incluídos em várias análises de respostas de uma ponte. A consideração destes efeitos ajuda a identificar a instabilidade estrutural da ponte capturando a degradação da resistência e a amplificação dos efeitos de um sismo nos pilares, causando deslocamentos relativos entre o topo e a base (*drift*).

Os efeitos P- $\Delta$  são um dos tipos de não linearidades geométricas disponíveis numa análise estática não linear (*pushover*) e numa análise dinâmica não linear (*time history*). Os efeitos P- $\Delta$  são modelados resolvendo equações de equilíbrio do sistema, tendo em consideração as deformações da configuração da ponte. Nos efeitos P- $\Delta$  as forças de tração tendem a resistir a rotação dos elementos e da rigidez da estrutura, enquanto as forças de compressão tendem a aumentar a rotação dos elementos e destabilizar a estrutura.

Para pontes correntes, os efeitos P- $\Delta$  são desprezados, particularmente quando a não linearidade material é dominante no comportamento não linear. A Secção 4.2 do SDC (2013), fornece um limite conservativo para as pontes que respeitem uma certa ductilidade se possa ignorar estes efeitos nas análises estáticas. Para pontes especiais e mais complexas, os efeitos P- $\Delta$  devem ser sempre considerados.

### 3.10.3. MODELAÇÃO DAS JUNTAS DE DILATAÇÃO (GAP) E RESTRIÇÕES

Os deslocamentos de uma junta de dilatação entre os segmentos do tabuleiro de uma ponte introduzem não linearidades e descontinuidades que afetam o caminho das forças e consequentemente a resposta dinâmica das pontes. As juntas de dilatação e as restrições podem ser modeladas num *software*, usando ligações do tipo *gap*, para modelar os elementos como molas não lineares.

Um elemento do tipo *gap* é usado para se ter em conta a possibilidade de haver um choque quando a junta chega à sua máxima deformação longitudinal. A este elemento é atribuída uma ligação apenas de compressão “*compression-only*” pelo que este elemento não oferece nenhuma resistência antes de fechar. Quando a junta fecha, ocorre o choque entre o encontro e o tabuleiro ou entre tabuleiros adjacentes. É assumido que, quando o contacto é estabelecido o elemento *gap* atinge uma rigidez infinita (Priestley *et al.* 1996). Quando o tabuleiro encosta ao encontro, o encontro é assumido como rigidamente ligado ao tabuleiro na direção longitudinal e começa a contribuir para a resistência aos deslocamentos da mesma direção. Quando as juntas de dilatação entre tabuleiros fecham, estes são assumidos ligados rigidamente tendo assim deslocamentos iguais.



## 4

## METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DA FRAGILIDADE SÍSMICA EM PONTES

### 4.1. INTRODUÇÃO AO ESTUDO DE UMA ANÁLISE DINÂMICA INCREMENTAL (IDA)

Para a análise do dano de uma ponte na ocorrência de um sismo, foi utilizada a análise IDA (*Incremental dynamic analysis*). Uma IDA é um método de uma análise paramétrica que recentemente surgiu de diferentes formas para uma melhor e mais completa avaliação do desempenho estrutural perante a ação sísmica (Vamvatsikos 2002). A IDA envolve a análise do modelo de uma estrutura sujeito a um ou mais acelerogramas, e cada um é escalado para múltiplos níveis de intensidade, produzindo assim uma ou mais curvas de respostas parametrizadas ao nível de intensidade da ação sísmica.

Um estudo de uma IDA tem como objetivos (Vamvatsikos 2002):

- obter uma mais completa interpretação da gama de resposta em relação à gama de possíveis ocorrências sísmicas,
- uma melhor compreensão das implicações estruturais dos sismos mais raros/severos,
- uma melhor compreensão da resposta estrutural natural com o aumento da intensidade do sismo,
- a produção de estimativas da capacidade dinâmica do sistema estrutural global
- no estudo IDA com multi-acelerogramas, a compreensão de quanto é estável (ou variável) a resposta dos vários elementos relevantes da estrutura de um sismo para o outro.

Existem duas possibilidades de estudo numa IDA: com apenas um acelerograma ou com vários. O presente trabalho visa caracterizar o efeito da variabilidade da ação sísmica sobre a resposta estrutural, e por isso foi feito um estudo IDA com multi-acelerogramas.

### 4.2. COMPONENTES DE UMA IDA

#### 4.2.1. FATOR DE ESCALA (SF)

É o fator que aumenta a intensidade do acelerograma natural.

#### 4.2.2. MEDIDA DE INTENSIDADE (IM)

A medida de intensidade é a unidade que define a escala usada para caracterizar a intensidade do sismo.

Exemplos de medidas de intensidade podem ser máxima aceleração do solo (PGA), máxima velocidade do solo (PGV), entre outros. As IM's têm a propriedade de que são proporcionais ao SF consoante vão

aumentando. O objetivo é que o intervalo abranja a resposta elástica até à resposta não linear e finalmente atinga o colapso da estrutura.

#### 4.2.3. PARÂMETRO DE RESPOSTA ESTRUTURAL (EDP)

São parâmetros que caracterizam a resposta da estrutura analisada.

Possíveis escolhas de medidas de danos podem ser os *drifts* longitudinais e transversais dos pilares, os deslocamentos dos *gaps*, a ductilidade em curvatura do pilar na base e no topo, os deslocamentos dos encontros, entre outros. O objetivo é obter EDP's do modelo estrutural para cada nível de IM, os valores resultantes da resposta obtida são apresentados em curvas contínuas.

#### 4.2.4. CURVAS IDA

Uma curva IDA é o delinear de um estado de dano variável obtido no estudo IDA em relação a uma ou mais IM's que caracterizam o acelerograma escalado.

#### 4.2.5. ESTUDO IDA COM MULTI-ACELEROGRAMAS

É um conjunto de vários estudos IDA de apenas um acelerograma do mesmo modelo estrutural, submetido a diferentes acelerogramas. Este estudo produz conjuntos de curvas IDA, que partilham a mesma seleção de IM's e EDP's, podendo ser representados no mesmo gráfico para uma melhor interpretação da resposta estrutural.

### 4.3. TIPOS DE ANÁLISES REALIZADAS

O estudo realizado no presente trabalho envolve apenas a utilização de análises dinâmicas não lineares (*time history*).

Uma análise dinâmica não linear tem em conta a não linearidade ou a degradação dos esforços dos diferentes elementos de uma ponte, bem como o tipo de carregamento ou a intensidade e as características do sismo usados durante a análise. Este tipo de análise permite também determinar o efeito adicional de aparelhos de dissipação de energia nos sistemas estruturais.

O carregamento numa análise dinâmica não linear é o deslocamento do solo que resulta da aplicação do sismo na fundação da estrutura e não forças aplicadas externamente a ligações ou a elementos da estrutura, podendo ser usados acelerogramas reais ou artificiais para o carregamento.

Para esta ponte foram usados 30 acelerogramas em variados ângulos de incidência, múltiplos de 15° do 0° ao 90°, para assegurar que todos os modos significativos da estrutura são excitados, garantindo assim que direção crítica de cada sismo é contemplada.

Com base nos resultados das análises realizadas foram feitos vários estudos probabilísticos com vista à caracterização da fragilidade sísmica de vários componentes da ponte.

Seguidamente estão caracterizados os procedimentos usados nas análises estruturais e nos estudos probabilísticos realizados.

#### 4.3.1. ANÁLISE 1

No âmbito desta análise o modelo estrutural é sujeito a uma IDA com vários sismos sendo cada um deles simulados com múltiplos ângulos de incidência. A estrutura é analisada para todas as combinações de sismos e ângulos.

Para cada estado limite considerado obtém-se a distribuição de intensidade da ação sísmica que levará a que o estado limite seja atingido. Essa distribuição probabilística representa a curva de fragilidade de cada estado limite.

#### 4.3.2. ANÁLISE 2

Utilizando os resultados das análises estruturais obtidas na Análise 1, foi efetuado um 2º estudo probabilístico de fragilidade sísmica.

Para cada estado limite considerado obtém-se a distribuição de intensidade da ação sísmica, ângulo a ângulo, a que o estado limite seja atingido, para se determinar a influência do ângulo de incidência da ação.

#### 4.3.3. ANÁLISE 3

Utilizando os resultados das análises estruturais obtidas na Análise 1, foi efetuado um 3º estudo probabilístico da fragilidade sísmica. Nesta nova análise, foram selecionadas combinações aleatórias de sismos e respetivos ângulos de incidência para obter a distribuição da intensidade da ação sísmica que leva a que os diferentes estados limites considerados sejam atingidos.

O objetivo desta análise é determinar o número mínimo de combinações de sismos e respetivos ângulos de incidência que permite obter resultados de fragilidade sísmica semelhantes aos da Análise 1.

### 4.4. ESTADOS LIMITE CONSIDERADOS NO ESTUDO

Um estado limite define o limite entre dois níveis de dano diferentes. Diferentes estados limites têm sido propostos dependendo da tipologia do elemento em análise, que podem caracterizar de modo local ou global a condição de dano. O número de estados limites é variável e está relacionado com a funcionalidade do elemento ou estrutura, o tempo necessário para a sua reparação e o respetivo custo.

Assim, com base no controlo de um estado limite, é possível estimar as perdas totais (económicas e funcionais) da estrutura.

Em pontes, os estados limite podem ser definidos através de parâmetros de resposta, como por exemplo, rotação de pilares, *drift* de pilares, deslocamentos de pilares, a ductilidade em curvatura dos pilares ( $\mu\Phi$ ), os deslocamentos de encontros (em ação ativa, passiva e transversal) ou de juntas de dilatação ou de esforços de corte em pilares, existindo assim várias propostas de diferentes autores, expostas na tabela 4.1, 4.2 e 4.3. Os parâmetros  $S_e$  são a mediana dos valores da capacidade estrutural e  $\beta_e$  são os valores do desvio padrão logarítmico da capacidade.

Tabela 4.1 – Definição de estados limites para pilares de pontes (adaptado de Tsionis et al. (2014)).

Parâmetro medido	Referência	DC1	DC2	DC3	DC4
		$S_c$	$S_c$	$S_c$	$S_c$
Drift	Banerjee e Shinozuka (2008)	1.00%	2.50%	5.00%	7.50%
	Kim e Shinozuka (2004)	0.70%	1.50%	2.50%	5.00%
	Li et al. (2012)	1.45%	2.60%	4.30%	6.95%
	Yi et al. (2007)	0.70%	1.50%	2.50%	5.00%
Rotação ( $\theta$ )	Qi'ang et al. (2012)	$\theta_y$	$2.0 \times \theta_y$	$6.0 \times \theta_y$	$11.0 \times \theta_y$
	Saxena et al. (2000)	$\theta_y$	$2.0 \times \theta_y$	$6.0 \times \theta_y$	$11.0 \times \theta_y$
	Shinozuka et al. (2000b)	$\theta_y$		$2.0 \times \theta_y$	
	Yi et al. (2007)	$\theta_y$	$1.3 \times \theta_y$	$2.6 \times \theta_y$	
Deslocamento (d)	Monti e Nisticò (2002)	$0.5x_{du}$		$0.7x_{du}$	$d_u$

Tabela 4.2 – Valores para os diferentes estados limites para vários elementos de uma ponte (Zakeri et al. (2014)).

Componente	DC1		DC2		DC3		DC4	
	$S_c$	$\beta_c$	$S_c$	$\beta_c$	$S_c$	$\beta_c$	$S_c$	$\beta_c$
Pilar ( $\mu\Phi$ )	1,0	0,25	2,1	0,44	3,2	0,46	4,8	0,25
Deslocamento do encontro, passivo (mm)	$0,05 \times y_{max}$	0,25	$0,1 \times y_{max}$	0,25	$0,35 \times y_{max}$	0,46	$1,0 \times y_{max}$	0,46
Deslocamento, ativo (mm)	18,1	0,25	36,3	0,25	108,8	0,46	217,6	0,46
Deslocamento, transversal (mm)	$0,05 \times y_{max}$	0,25	$0,1 \times y_{max}$	0,25	$0,35 \times y_{max}$	0,46	$1,0 \times y_{max}$	0,46

Tabela 4.3 – Valores para os diferentes estados limites para vários elementos de uma ponte (Choi e Jeon (2003))

Componente	DC1	DC2	DC3	DC4
	$S_c$	$S_c$	$S_c$	$S_c$
Ductilidade em curvatura dos pilares ( $\mu\Phi$ )	1,0	2,0	4,0	7,0
Deslocamento do encontro, ação ativa (mm)	4,0	8,0	25	50
Deslocamento do encontro, ação passiva (mm)	7,0	15	37	146



Para este estudo apenas foram utilizadas as tabelas 4.2 e 4.3, pois foram considerados as mais apropriadas para a ponte estudada. Os termos DC1, DC2, DC3 e DC4 destas tabelas representam, dano leve, dano moderado, dano extenso e o colapso, respetivamente (HAZUS, 1997).

#### 4.5. METODOLOGIAS PARA A DEFINIÇÃO DE CURVAS FRAGILIDADE DOS COMPONENTES DE UMA PONTE

Após obter os resultados da análise dinâmica incremental, pretende-se obter as curvas de fragilidade dos vários elementos da ponte, para avaliar a probabilidade de um estado limite ser excedido dada uma intensidade sísmica.

Uma curva de fragilidade representa a probabilidade da resposta estrutural, obtida das análises realizadas com vários sismos, atingir ou exceder a capacidade estrutural definida para um estado limite, em função do parâmetro de intensidade da ação sísmica. Esta intensidade é muitas vezes definida pela máxima aceleração do solo (PGA) ou máxima velocidade do solo (PGV) no caso de pontes, ver figura 4.1.

Na figura 4.1, está representada um exemplo de uma curva de fragilidade em que no eixo das abcissas representa o eixo da intensidade da ação sísmica e o eixo das ordenadas  $P(D>C|PGA)$  que representa uma probabilidade estimada  $P$  em que a resposta sísmica  $D$  de um certo elemento estrutural medido através de uma EDP, seja maior que a sua capacidade  $C$ , para uma dada aceleração do solo PGA.

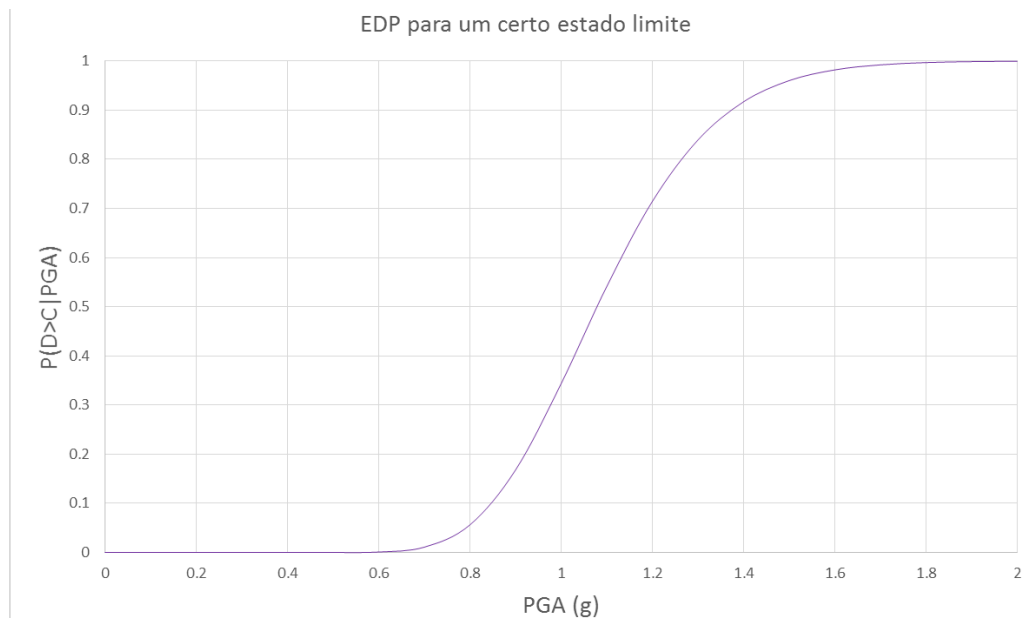


Figura 4.1 – Exemplo de uma curva de fragilidade de um certo tipo de dano para um certo estado limite.

A probabilidade da resposta obtida da estrutura exceder a capacidade estrutural pode ser descrita da seguinte forma:

$$P_f = P \left[ \frac{S_d}{S_c} \geq 1 \right] \quad (4.1)$$

onde,  $P_f$  é a probabilidade de exceder um dado limite específico da resposta,  $S_c$  já foi definido na Secção 4.4 e o  $S_d$  representa o parâmetro de resposta estrutural.

Se a capacidade estrutural e a resposta sísmica obtida forem descritas por uma distribuição lognormal, a probabilidade de atingir ou exceder um estado limite específico terá igualmente uma distribuição lognormal, o que permite que  $P_f$  seja definido por:

$$P_f = \Phi \left[ \frac{\ln(S_d/S_c)}{\sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2}} \right] \quad (4.2)$$

onde o  $\beta_c$  já foi definido na Secção 4.4 e o  $\beta_d$  é o desvio padrão logarítmico da resposta estrutural obtida. O operador  $\Phi[\cdot]$  representa a função da distribuição normal padrão. A resposta sísmica é obtida através de uma análise de regressão linear e a informação é expressa da seguinte forma (figura 4.2):

$$\ln(S_d) = a \times \ln(x) + b \quad (4.3)$$

onde  $a$  e  $b$  são coeficientes desconhecidos da regressão e o  $x$  é o parâmetro da intensidade de movimentação do solo, tipicamente é escolhida a máxima aceleração do solo (PGA).

No caso deste estudo, os diferentes valores de PGA de cada um dos 30 sismos com valores de PGA diferentes, foram escalados 15 vezes, de forma a atingirem valores de PGA comuns, formando assim as retas verticais de pontos concentradas em vários valores específicos de PGA que se observam na figura 4.2. Os pontos dispersos representam valores de PGA diferentes que foram necessários para a convergência da análise, quando esta não era obtida para os valores de PGA comuns.

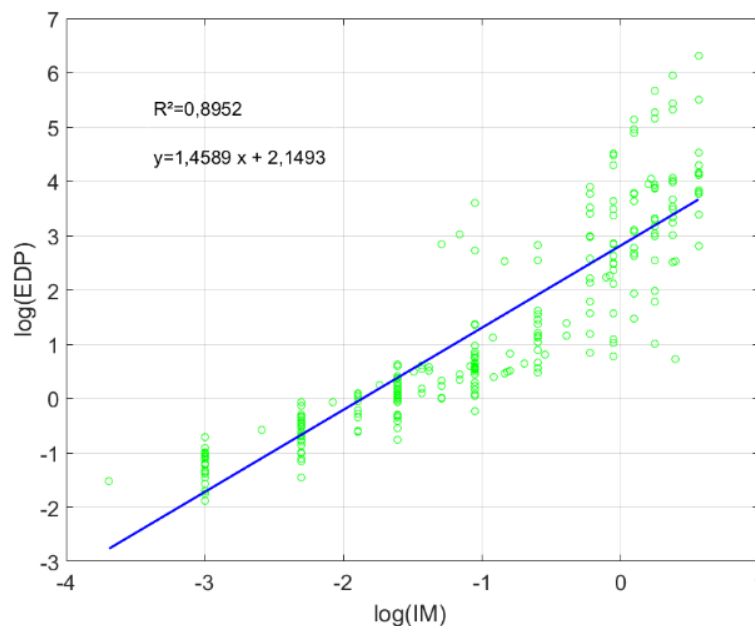


Figura 4.2 – Exemplo de uma regressão linear obtida para um elemento estrutural para uma determinada EDP em função de IM.

## 5

## CASO DE ESTUDO

## 5.1. IDENTIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DA PONTE

A ponte em estudo é a Meloland Road Overcrossing (MRO) (figura 5.1), situada perto de El Centro, no sul da Califórnia, Estados Unidos da América. É constituída por 2 vãos monoliticamente ligados aos encontros e apenas um pilar central a meio vão. Ambos os vãos têm 31,70m, sendo a extensão total do viaduto 63,40m.

A secção do tabuleiro varia ao longo do seu desenvolvimento, sendo composta por uma secção aligeirada ao longo dos vãos por uma secção maciça na zona do pilar central. A altura do tabuleiro é de 1,68m, como se pode ver na figura 5.2.

O pilar tem um diâmetro de 1,52m, uma altura aproximadamente de 6,10m e está fundado em 25 estacas de madeira com 0,43m de diâmetro, espaçadas de 0,91m e uma altura de 12,80m (figura 5.3), com um maciço de encabeçamento quadrado de 4,57m. O pilar contém 18 varões com diâmetro de 57mm e armadura transversal de varões de 16 mm de diâmetro espaçados a 0,125m. A figura 5.4 é representativa do pilar e do maciço de encabeçamento.

Cada encontro possui uma parede lateral de 5,92m de comprimento e a parede de trás com 3,95m de altura, estando fundados por um alinhamento de 7 estacas de madeira de 0,43m de diâmetro com uma altura de 18,30m (figura 5.3), aproximadamente. A figura 5.5 ilustra a vista em planta dos encontros da ponte.

Toda a geometria da ponte e dos restantes elementos foi baseada na ponte MRO e usando os elementos referidos por Werner *et al.* (1993), Zhang e Makris (2001), Kwon e Elnashai (2008), Shamsabadi *et al.* (2013) e Taskari e Sextos (2015).



Figura 5.1 – Ponte Meloland Road Overcrossing.

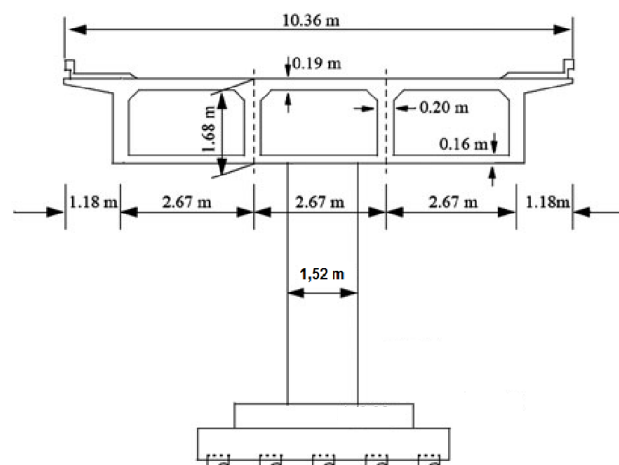


Figura 5.2 – Secção aligeirada da ponte MRO (Zhang e Makris 2001).

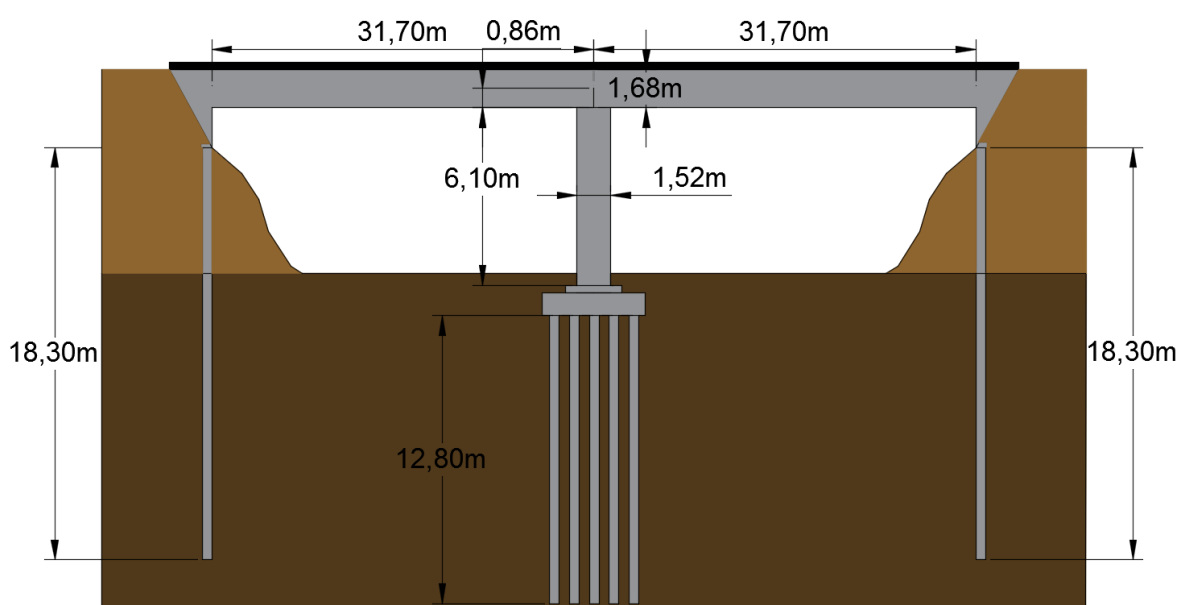


Figura 5.3 – Geometria da ponte MRO.

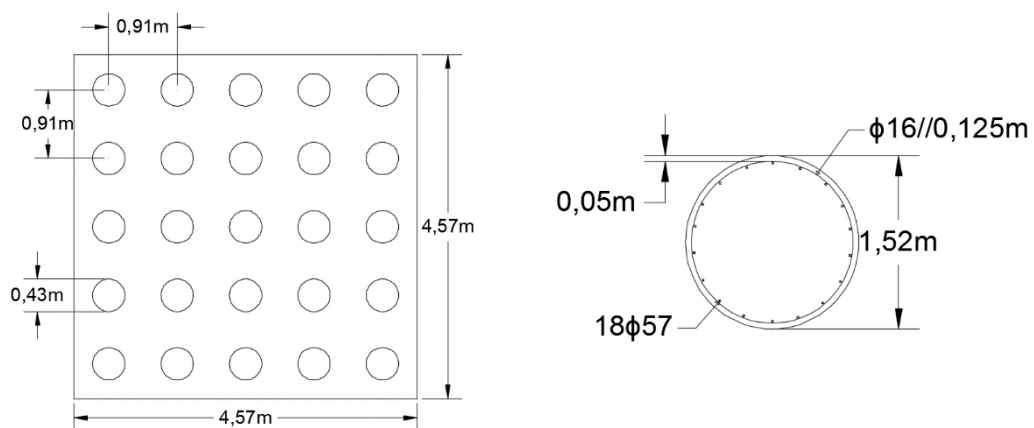


Figura 5.4 – Geometria do maciço de encabeçamento (esquerda) e geometria do pilar central (direita).

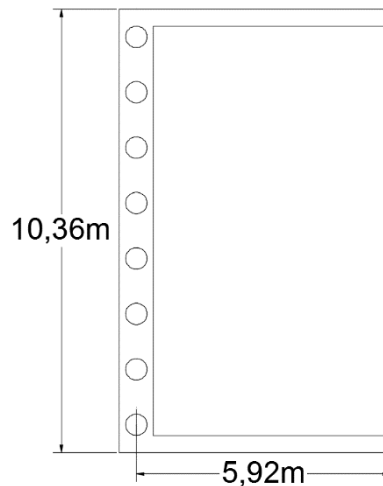


Figura 5.5 – Geometria dos encontros (vista em planta).

No que diz respeito às considerações das condições de apoio da ponte, no pilar central, foram utilizadas molas com uma determinada rigidez, para cada um dos 6 graus de liberdade para simular as condições do terreno. Em relação aos encontros, estes foram considerados fixos nas rotações de todas as direções e na translação vertical. Nas translações horizontal e transversal foram utilizadas molas com uma determinada rigidez que irá ser definida mais à frente neste capítulo.

## 5.2. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

Em relação às propriedades do betão, foi considerado um módulo de elasticidade ( $E_s$ ), já tendo em conta a fendilhação, de  $E_c=22\text{GPa}$  (Zhang e Makris, 2001), no tabuleiro e no pilar central. Para a resistência máxima à compressão ( $f_c$ ) foi adotado uma tensão de  $35,62\text{MPa}$  (Werner *et al.*, 1993). A densidade do betão foi considerada  $\gamma_c=24\text{kN/m}^3$ . O coeficiente de poisson foi considerado 0,2.

Para as propriedades do aço, foi considerado um módulo de elasticidade de  $E_s=200\text{GPa}$ . Para a tensão de cedência ( $f_y$ ) foi adotada uma tensão de  $312,3\text{MPa}$  (Werner *et al.*, 1993).

## 5.3. MODELOS DE COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS

Existem vários modelos que traduzem o comportamento dos materiais quando estes são carregados monotonicamente e ciclicamente. O betão tem ainda a particularidade de aumentar a sua resistência se se encontrar confinado. Ao longo dos anos, vários autores foram explorando e melhorando a compreensão do comportamento do aço e do betão. Seguidamente serão expostos pormenorizadamente, tanto para o betão como para o aço, os modelos de comportamento considerados para carregamento cíclico considerados neste estudo salientando a importância do confinamento do betão.

### 5.3.1. MODELOS DE COMPORTAMENTO DO BETÃO

#### 5.3.1.1. Modelo de Kent-Park para betão confinado para carregamento monotónico

Este modelo de comportamento não linear do betão foi desenvolvido e modificado por Park *et al.* (1982), sucedendo ao modelo original de Kent e Park (1971). Este novo modelo tem em conta o confinamento do betão. A percentagem de armadura transversal e o seu espaçamento conferem confinamento ao betão

o que vai influenciar o seu comportamento, nomeadamente, nas suas características de resistência e ductilidade. Na prática, quando o betão é carregado e se expande lateralmente, é mobilizada a armadura transversal o que reduz a extensão lateral do betão evitando que se desagregue, conferindo assim o efeito de confinamento. Esse efeito aumenta a tensão máxima resistente e a sua correspondente extensão, o que leva a uma diminuição da inclinação do declive da curva do comportamento pós-pico representando assim o aumento da ductilidade do betão. Na figura 5.6 está representado o modelo Kent-Park usado em análises de estruturas de betão armado, onde se compara o comportamento do betão não confinado com o comportamento do betão confinado. O fator  $k$  exprime o aumento da resistência à compressão do betão confinado e da respetiva extensão. Este modelo é no entanto idealizado para um carregamento monotónico.

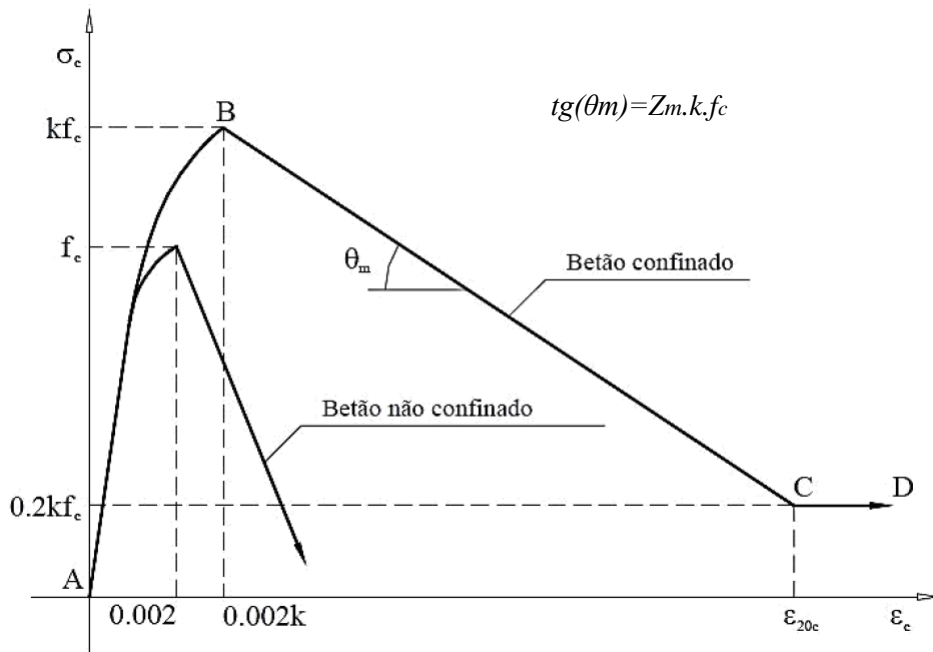


Figura 5.6 – Comportamento de betão confinado e não confinado do modelo Kent-Park sob carregamento monotónico.

As equações que definem o comportamento do betão confinado de acordo com este modelo são:

- A-B ( $\varepsilon_c < 0,002k$ )

$$\sigma_c = k \times f_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{0,002k} - \left( \frac{2\varepsilon_c}{0,002k} \right)^2 \right] \quad (3.1)$$

- B-C ( $0,002k \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{20c}$ )

$$\sigma_c = k \times f_c [1 - Z_m(\varepsilon_c - 0,002k)] \quad (3.2)$$

- C-D ( $\varepsilon_c \geq \varepsilon_{20c}$ )

$$\sigma_c = 0,2 \times k \times f_c \quad (3.3)$$

onde:

$$k = 1 + \frac{\rho_v \times f_{syt}}{f_c} \quad (3.4)$$

$$Z_m = \frac{0,5}{\frac{3+0,29f_c}{145f_c-100} + \frac{3}{4}\rho_v\sqrt{\frac{h}{s}} - 0,002k} \quad (3.5)$$

$$\tan\theta_m = Z_m \times k \times f_c \quad (3.6)$$

$$\rho_v = \frac{V_{As,t}}{s \times A_{betão,c}} \quad (3.7)$$

sendo:

$\varepsilon_c$  – extensão longitudinal do betão;

$\sigma_c$  – tensão normal do betão confinado (MPa);

$f_c$  – resistência à compressão do betão confinado (MPa);

$\varepsilon_{20c}$  – extensão correspondente a 20% da tensão máxima na região B-C;

$f_{syt}$  – tensão de cedência da armadura transversal (MPa);

$\rho_v$  – razão entre o volume de armadura transversal e o volume de betão confinado, calculado em relação à face exterior das cintas:

$V_{As,t}$  – volume de armadura transversal (m<sup>3</sup>);

$s$  – espaçamento da armadura transversal (m);

$A_{betão,c}$  – área de betão que se encontra confinada pela armadura transversal (m<sup>2</sup>);

$h$  – largura do núcleo cintado (medido à face exterior das cintas).

#### 5.3.1.2. Extensão do modelo de Kent-Park para carregamento cíclico

Um dos modelos que idealiza o comportamento do betão confinado sujeito a um carregamento cíclico é o modelo de Thompson e Park (1980) que se ilustra na figura 5.7.

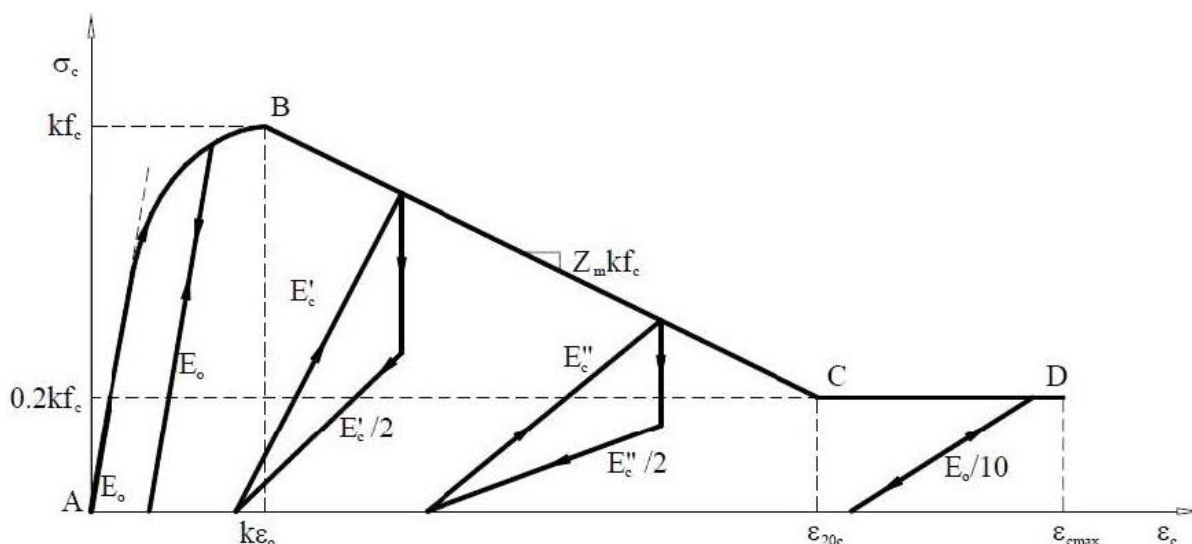


Figura 5.7 – Regras de comportamento do betão confinado sob carregamento cíclico propostas por Thompson e Park (1980).

Neste modelo, as regras de histerese são definidas com ramos lineares de carga e descarga para cada região. Na primeira zona (AB) a descarga e a recarga seguem o mesmo ramo linear com módulo de elasticidade tangente na origem ( $E_0=E_c$ ), não existindo dissipação de energia. Para extensões superiores a  $\epsilon_{E0}$  e inferiores a  $\epsilon_{20c}$ , a descarga é efetuada em duas fases: com extensão constante e com inclinação  $E'/2$ ; e a recarga segue um ramo linear com inclinação  $E'_c$ , em que  $E'_c$  é dado pela seguinte expressão:

$$E'_c = E_0 \left( 0,8 - 0,7 \frac{\varepsilon_c - k\varepsilon_0}{\varepsilon_{20c} - k\varepsilon_0} \right) \quad (3.8)$$

Para a última região (CD) as descargas e as recargas seguem novamente o mesmo ramo mas desta vez com inclinação igual a  $E_0/10$ .

### 5.3.2. MODELO DE COMPORTAMENTO DO AÇO

Quando um varão de aço é submetido a ações cíclicas e alternadas sofre alterações nas suas características de resistência e rigidez, devido às inversões de sentido do carregamento, causando a fadiga do material. O modelo de Giuffrè-Menegotto-Pinto, utilizado para traduzir o comportamento do aço, foi elaborado originalmente por Giuffrè e Pinto (1970) e posteriormente aplicado por Menegotto e Pinto (1973). Este modelo, ilustrado na figura 5.8, representa o comportamento cíclico do aço através de troços curvos que se desenvolvem assintoticamente a duas retas paralelas com inclinação  $E_s$  (módulo de elasticidade do aço), definidas com base no troço elástico do diagrama monotónico, e a outras duas retas paralelas com inclinação  $E_{s1}$ , correspondente à rigidez do troço de endurecimento. Deste modo, as leis



de carga e descarga encontram-se contidas numa envolvente correspondente à curva bilinear para o carregamento monotónico.

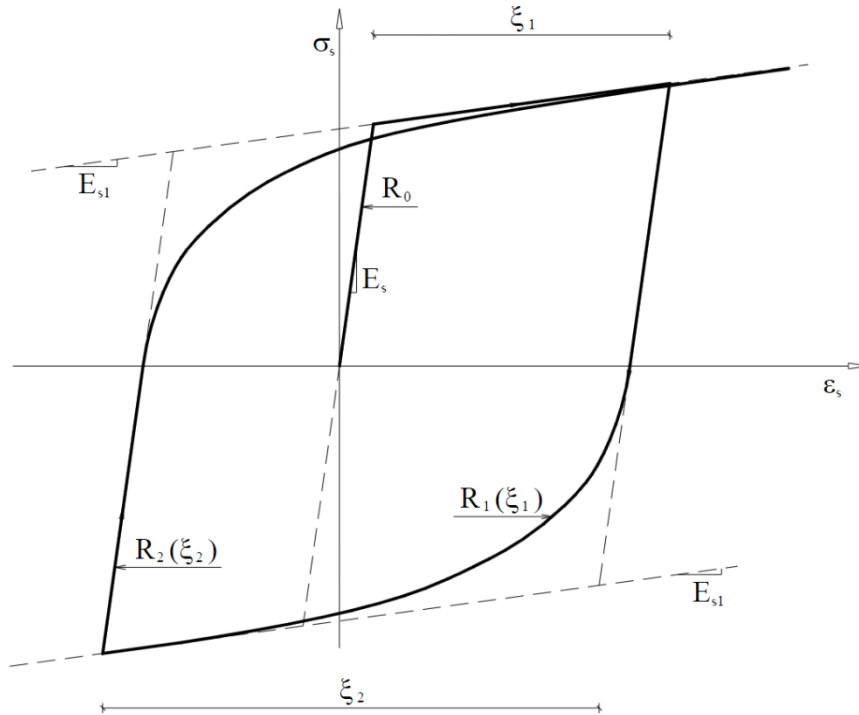


Figura 5.8 – Diagrama tensões-extensões do aço para carregamento cíclico do modelo Giuffré-Menegotto-Pinto (1973).

O conhecido efeito de Bauschinger ocorre após a armadura tracionada ter atingido o troço de endurecimento e imediatamente depois de se dar uma alternância de carga, verificando-se um comportamento não linear da armadura para valores de tensão bastante inferiores ao valor inicial da tensão de cedência. Este efeito é caracterizado pelo parâmetro  $R$ , que representa o desenvolvimento da curva de transição entre o troço elástico e o troço de endurecimento após o primeiro ciclo, sendo definido pela equação:

$$R = R_0 - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi} \quad (3.9)$$

onde o parâmetro  $\xi$  representa o valor absoluto da deformação plástica da incursão anterior e  $R_0$  o valor do parâmetro  $R$  durante o primeiro carregamento. Os parâmetros  $a_1$ ,  $a_2$  e  $R_0$  traduzem propriedades características dos materiais e deverão ser calibrados experimentalmente. No entanto, Menegotto e Pinto (1973) sugerem os seguintes valores:  $R_0 = [10-20]$ ;  $a_1 = 18,5$  e  $a_2 = 0,15$ .

Na modelação da estrutura no programa OpenSees, foi definido um modelo de fibras como representado na Secção 3.9.4.3 do presente estudo, apresentando-se as características relevantes do betão e do aço nas tabelas 5.1 e 5.2, respetivamente. Os parâmetros que controlam o efeito de Bauschinger foram utilizados com valores recomendados pelo manual do OpenSees.

Tabela 5.1 – Propriedades do betão para o modelo do OpenSees.

Parâmetros	
Módulo de elasticidade ( $E_c$ )	22 GPa
Resistência à compressão ( $f_c$ )	35,62 MPa
Extensão de pico à compressão	0,002
Fator de confinamento	1,2

Tabela 5.2 – Propriedades da armadura para o modelo do OpenSees

Parâmetros	
Módulo de elasticidade ( $E_s$ )	200 GPa
Tensão de cedência ( $f_y$ )	312,3MPa
Rácio de endurecimento pós-cedência	0,01
Parâmetro que controla o efeito Bauschinger – R0	18
Parâmetro que controla o efeito Bauschinger – cR1	0,925
Parâmetro que controla o efeito Bauschinger – cR2	0,15

## 5.4. PROPRIEDADES DAS SECÇÕES

### 5.4.1. PILAR

As propriedades das secções foram obtidas através do *software* CSiBridge. Foram replicadas as secções da ponte Meloland Road Overcrossing através da informação obtida dos autores mencionados na secção 5.1.

As propriedades que serão relevantes neste estudo do pilar, estão representadas na tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Propriedades da secção do pilar central.

Secção	A (m <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (m <sup>4</sup> )	J (m <sup>4</sup> )	W <sub>el</sub> (m <sup>3</sup> )	W <sub>pl</sub> (m <sup>3</sup> )
Pilar	1,815	0,2620	0,2620	0,5241	0,3448	0,5853

Foi ainda necessário, para o modelo do OpenSees, calcular o comprimento da rótula plástica do pilar. Foi considerada a formulação de Paulay e Priestley (1992):

$$L_p = 0,08 \times L + 0,022 \times d_b \times f_y \quad (5.1)$$

que depende da distância da rótula plástica até ao ponto mais perto de momento nulo ( $L$ ), do diâmetro dos varões de aço ( $d_b$ ) e da tensão de cedência da armadura ( $f_y$ ). Através desta formulação obtém-se

$L_p=0,64\text{m}$ , considerando o  $L$  metade da altura do pilar ( $3,05\text{m}$ ), o diâmetro dos varões das armaduras de  $0,057\text{m}$  e a tensão de cedência das armaduras de  $312,3\text{MPa}$ .

As rigidezes do pilar central para os 6 graus de liberdade utilizadas neste estudo encontram-se na tabela 5.4 (Taskari e Sextos 2015).

Tabela 5.4 – Rigidezes consideradas para representação da interação solo-estrutura para os 6 graus de liberdade do pilar central.

Grau de liberdade	Rigidez
Translação longitudinal (U1)	850 MN/m
Translação transversal (U2)	850 MN/m
Translação vertical (U3)	1000 MN/m
Rotação longitudinal (R1)	72 MN/m
Rotação transversal (R2)	72 MN/m
Rotação vertical (R3)	1000 MN/m

#### 5.4.2. TABULEIRO

Nas figuras 5.9 e 5.10 pode-se ver os resultados obtidos no CSiBridge das características das secções transversais do tabuleiro.

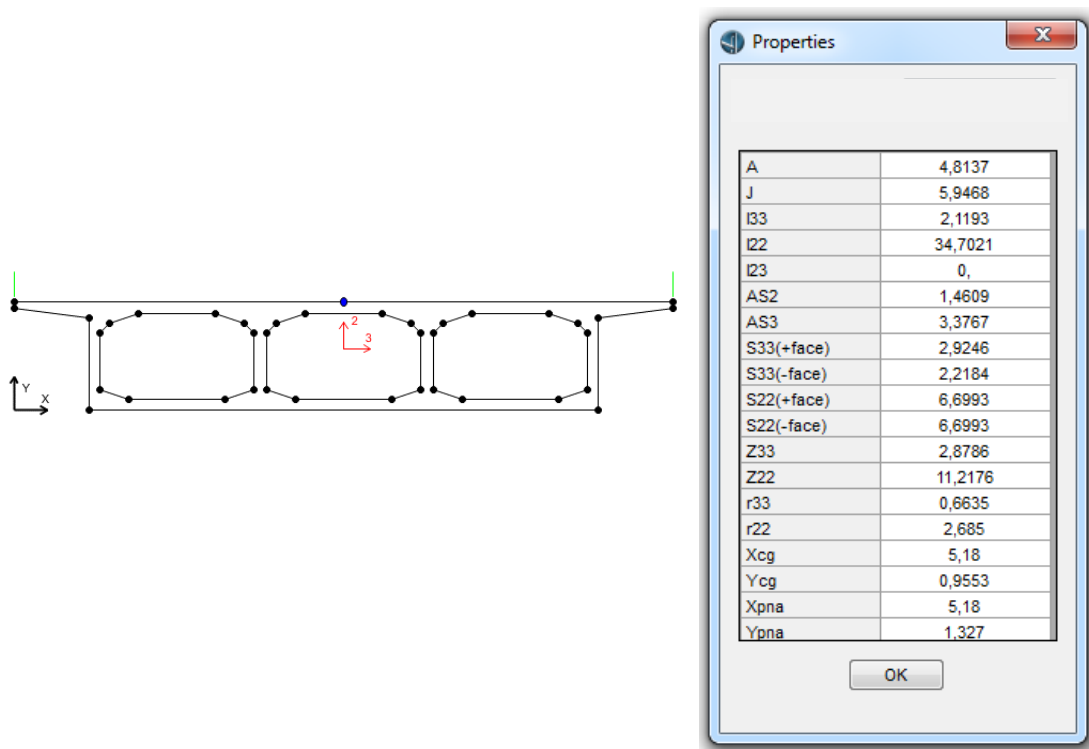


Figura 5.9 – Secção aligeirada modelada no CSiBridge (esquerda); Propriedades obtidas (direita).

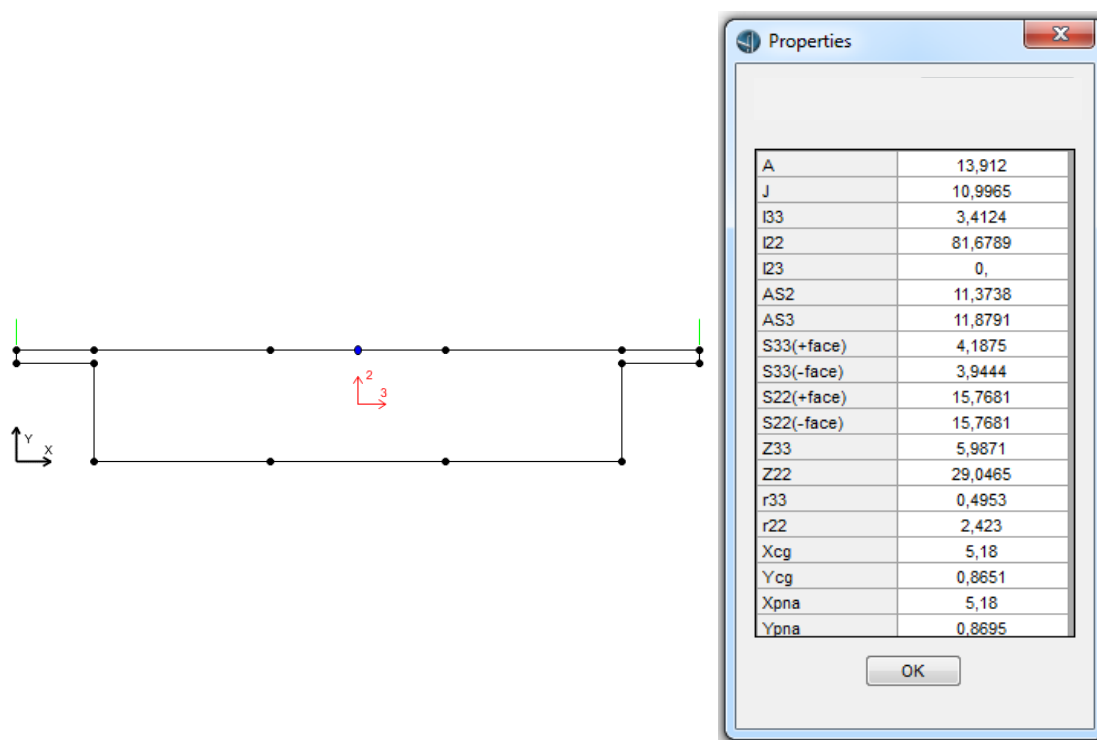


Figura 5.10 – Secção maciça modelada no CSiBridge (esquerda); Propriedades obtidas (direita).

As propriedades que serão relevantes neste estudo do tabuleiro, nomeadamente, da secção aligeirada e da secção maciça, estão representadas na tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Propriedades das secções do tabuleiro.

Secção	Área $A \text{ (m}^2\text{)}$	Momento de inércia em Y $I_y \text{ (m}^4\text{)}$	Momento de inércia em Z $I_z \text{ (m}^4\text{)}$	Constante de torção $J \text{ (m}^4\text{)}$	Coordenadas das abcissas do centro de gravidade $X_g \text{ (m)}$	Coordenadas das ordenadas do centro de gravidade $Y_g \text{ (m)}$
Secção aligeirada	4,814	34,70	2,119	5,947	5,18	0,9533
Secção maciça	13,91	81,68	3,412	11,00	5,18	0,8651

Para ter em atenção ao efeito de *shear lag*, é necessário calcular a largura efetiva do banzo das secções transversais, como referido na Secção 3.5. No entanto, depois de se efetuar os cálculos, concluiu-se que a secção efetiva é igual à secção bruta, pois o comprimento dos banzos é pouco significativo em relação ao comprimento da largura do tabuleiro.

Em relação à diminuição do momento de inércia para ter em consideração a perda de rigidez devido à fendilhação do betão, esta já é tida em conta na consideração do  $E_c=22\text{GPa}$ , tanto para o tabuleiro como para o pilar central.

A resistência efetiva à torção foi calculada através da Eq. (3.9), obtendo-se  $J_{\text{eff}}=0,1\text{m}^4$ , valor que foi utilizado no modelo do OpenSees.

### 5.5. MASSA DOS ELEMENTOS DA PONTE E CARGAS CORRESPONDENTES

Foram feitos cálculos para obter a massa total do modelo estrutural. Para reproduzir o peso das restantes cargas permanentes foi arbitrado 25% do peso total do tabuleiro. Depois de obtido o valor total da massa do tabuleiro, dividiu-se esta pelo comprimento total da ponte para obter uma carga distribuída ao longo da ponte, sendo esta aplicada no modelo do CSiBridge.

Em relação ao pilar, calculou-se o peso do pilar, considerando apenas metade da sua massa devido à rotação/encurvadura quando sujeito à ação sísmica. Esse peso foi considerado no modelo uma carga concentrada na parte superior do pilar.

Na tabela 5.5 estão representados os valores obtidos para os pesos e cargas. Na figura 5.11 pode-se ver a representação das forças correspondentes às massas.

Tabela 5.6 – Pesos do tabuleiro e do pilar e cargas consideradas no modelo CSiBridge.

Peso tabuleiro	7761,6kN
Peso RCP	1940,4kN
Peso total do tabuleiro	9702kN
Carga distribuída ao longo da ponte	153kN/m
Peso do pilar considerado	259kN
Carga concentrada no pilar	129,5kN

Em relação a carregamento móvel, foi arbitrado um tráfego normal. Assim, de acordo com o recomendado pelo EC8-2 (2005) na Secção 4.1.2 (4), não é necessário incluir carregamento referente ao tráfego.

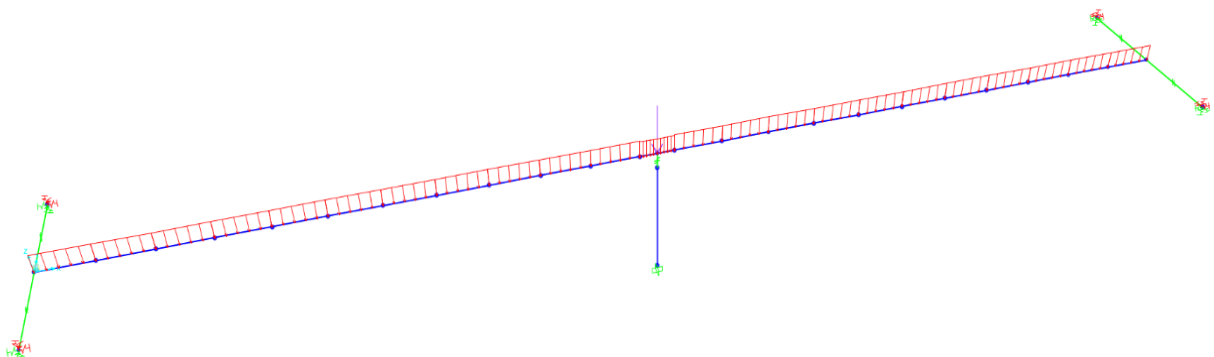


Figura 5.11 – Representação das cargas correspondentes ao peso total do tabuleiro (distribuída vermelha) e à metade do peso do pilar (concentrada roxa).

De seguida, através da informação extraída do CSiBridge em relação à massa atribuída a cada nó, foram atribuídas as massas no modelo do *software* OpenSees.

## 5.6. INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Em relação ao pilar, já foi referido anteriormente, que foi modelado com 6 molas com uma determinada rigidez, para cada um dos 6 graus de liberdade.

Em relação aos encontros, do ponto de vista das translações, estes foram apenas considerados fixos na direção vertical, por conferir uma rigidez bastante superior à longitudinal e à transversal. Do ponto de vista das rotações, os encontros foram considerados fixos segundo as 3 direções.

### 5.6.1. RIGIDEZ DOS ENCONTROS NA DIREÇÃO LONGITUDINAL

Para o cálculo da rigidez longitudinal dos encontros ( $K_{encL}$ ) foi utilizada a Eq. 7.8.1-2 do SDC (2013):

$$K_{encL} = K_i \times w \times \left(\frac{h}{1,7}\right) \quad (5.2)$$

onde  $w$  é a largura efetiva da parede de trás do encontro, coincidindo com a largura bruta do tabuleiro, neste caso de estudo pois o tipo de encontro é monolítico,  $h$  é a altura efetiva da parede de trás do encontro, (esta altura varia consoante o encontro tenha sido ou não dimensionado para receber pressão total do solo do aterro; neste caso de estudo foi considerado que não foi dimensionado (Taskari e Sextos, 2015), resultando num  $h$  igual à altura do tabuleiro). O  $K_i$  é obtido através da Eq. 7.8.1-1 do SDC (2013) e pode variar consoante o tipo de solo de aterro no encontro. Para este estudo foi considerado que o solo coincide com os requerimentos da *Caltrans Standard Specifications* da Secção 19, e portanto  $K_i=28,7\text{MN/m}$ . Esta formulação engloba os efeitos de juntas de dilatação e uma resposta realista do solo de aterro quando sujeitos à ação sísmica.

Para englobar a rigidez das estacas ( $K_{estL}$ ) foi considerada uma rigidez de  $7\text{MN/m}$  por cada estaca através da Secção 7.8 do SDC (2013) e de Taskari e Sextos (2015).

Foi também necessário calcular a força máxima que a parede do encontro pode resistir ( $P_{enc}$ ). Para este cálculo foi utilizada a Eq. 7.8.1-3 do SDC (2013):

$$P_{enc} = A_e \times 239 \times \left(\frac{h}{1,7}\right) \quad (5.3)$$

onde  $h$  é a mesma altura usada na Eq. (5.2) e  $A_e$  é área efetiva da parede do encontro, obtida através da Eq. 7.8.1-4 do SDC (2013):

$$A_e = w_{eff} \times h_{eff} \quad (5.4)$$

Na tabela 5.6 esta representada a rigidez global longitudinal ( $K_{globalL}$ ), calculada através das expressões anteriores.

Tabela 5.7 – Valores da rigidez global longitudinal nos encontros englobando a interação solo-estrutura.

Elemento	
$K_{encL}$	293,8MN/m
$K_{estL}$	49,00MN/m
$P_{enc}$	4111kN
$K_{globalL}$	342,8MN/m

Os valores da tabela 5.7, foram usados no modelo do OpenSees e no CSiBridge colocando metade da rigidez em cada extremidade de cada encontro.

#### 5.6.2. RIGIDEZ DOS ENCONTROS NA DIREÇÃO TRANSVERSAL

Para o cálculo da rigidez transversal dos encontros ( $K_{encT}$ ) foi considerada a secção 7.8.2 do SDC (2013), que refere que, para encontros monolíticos, a rigidez transversal ( $K_{estT}$ ) será 7MN/m por estaca.

Em relação ao aterro, foi considerada a formulação de Maroney e Chai (1994):

$$K_{encT} = K_{encL} \times C_L \times C_w \quad (5.5)$$

onde é modificada a rigidez longitudinal usando fatores correspondendo à eficácia da parede ( $C_L$ ) de 2/3 e coeficientes de participação  $C_w$  de 4/3.

Na tabela 5.8 estão representados os valores dos elementos que contribuem para a rigidez global transversal ( $K_{globalT}$ ).

Tabela 5.8 – Valores da rigidez global transversal nos encontros englobando a interação solo-estrutura.

Elemento	
$K_{encT}$	261,2 MN/m
$K_{estT}$	49,00 MN/m
$K_{globalT}$	310,2 MN/m

Os valores da tabela 5.8, foram usados no modelo do OpenSees e do CSiBridge colocando metade da rigidez em cada extremidade de cada encontro.

### 5.7. VALIDAÇÃO DOS MODELOS COM BASE NOS RESULTADOS DE ANÁLISE MODAL

Foi realizado um modelo estrutural da ponte apresentada neste caso de estudo no *software* CSiBridge e outro no OpenSees. O modelo do CSiBridge teve como objetivo obter propriedades das secções transversais e validar o modelo do OpenSees. Na figura 5.12 está representado o modelo do CSiBridge.

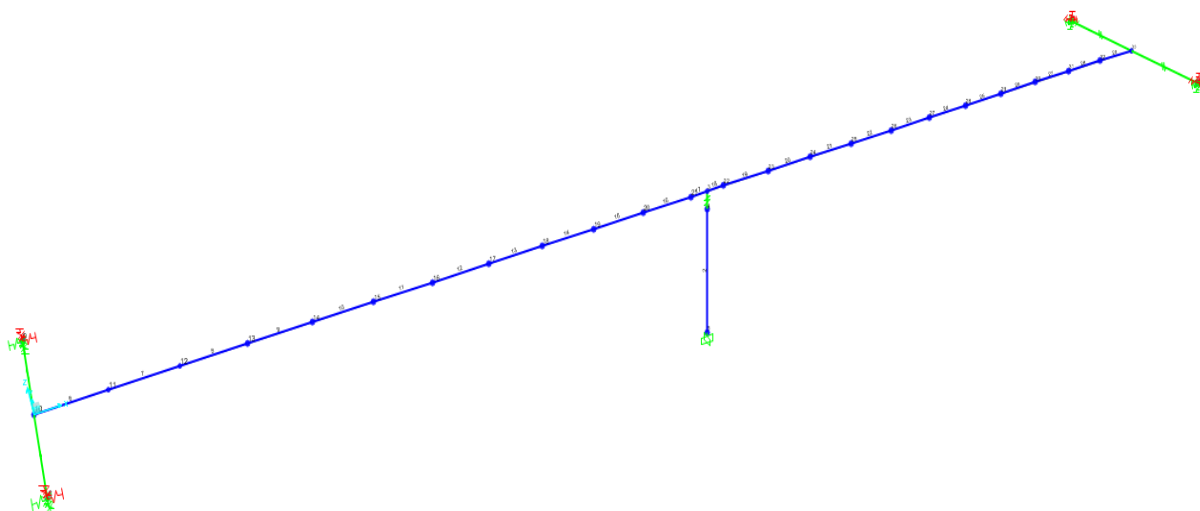


Figura 5.12 – Modelo do CSiBridge usado para análise modal.

No entanto para esta comparação de resultados, tabela 5.9, foi necessário um modelo do OpenSees com um comportamento mais próximo do linear e, conseqüentemente, mais próximo do modelo do CSiBridge. Para isso criou-se um modelo de OpenSees sem a secção do pilar discretizada por fibras, sem elementos elasto-perfeitamente-plásticos (EPP) e sem os elementos de ligação em paralelo dos elementos elásticos com os elementos EPP para a representação das molas dos encontros. Neste modelo foram considerados apenas elementos de rigidez elástica e com ligações rígidas, sendo feita uma modelação elástica comparável com o CSiBridge, para se poder averiguar se existiam erros de geometria ou de parâmetros relevantes dos materiais no modelo de OpenSees.

Tabela 5.9 – Frequências obtidas na análise modal para cada um dos modelos.

Período	CSiBridge	OpenSees
T1	0,262	0,244
T2	0,244	0,236
T3	0,202	0,193
T4	0,177	0,164
T5	0,170	0,163

Constata-se que existe uma ligeira diferença entre os valores dos períodos dos modos considerados. No entanto, é razoável afirmar que não existem erros de geometria ou de um parâmetros relevantes, levantando apenas questões para as diferenças nas formas de funcionamento dos elementos de ligação das barras rígidas nos dois modelos, podendo assim variar ligeiramente a rigidez da estrutura de um modelo para o outro.



## 6

## ANÁLISE DA FRAGILIDADE SÍSMICA DO CASO DE ESTUDO

### 6.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentadas as regressões lineares e as curvas de fragilidade associadas ao caso de estudo analisado para os três tipos de análises referidas na Secção 4.3. Foram utilizados 30 acelerogramas de sismos reais e as EDP's comuns às três análises são: a ductilidade em curvatura na base e no topo do pilar e o deslocamento longitudinal e transversal das zonas norte e sul de ambos os encontros em ação passiva e ação ativa.

Optou-se por usar para a medida de intensidade da ação (IM) a aceleração máxima do solo (PGA) tanto para as regressões lineares como para as curvas de fragilidade. Foi considerado, para as curvas de fragilidade, um intervalo de valores de IM até 2,0g pois se observa que já inclui valores suficientemente altos para poder representar a maioria das curvas de fragilidade na sua totalidade. No entanto, por questões de uma boa visualização, foi considerado nos encontros um intervalo até 1g para a Análise 1 e de 0,6g para a Análise 2.

Serão apresentadas, inicialmente, para as três análises e para cada EDP, as regressões lineares obtidas da análise dinâmica não linear e no fim uma tabela com a informação significativa dessas regressões lineares. Seguidamente serão expostas as curvas de fragilidade para cada um dos 4 estados limite definidos na Secção 4.4.

### 6.2. RESULTADOS DA ANÁLISE 1

Para esta análise, como mencionado na Secção 4.3, obteve-se para cada EDP a probabilidade de exceder cada um dos estados limite, com todos os sismos simulados para todos os ângulos, garantindo assim que direção crítica do sismo é contemplada.

#### 6.2.1. RESULTADOS PARA A DUCTILIDADE EM CURVATURA DA BASE E DO TOPO DO PILAR

A figura 6.1 apresenta as regressões lineares entre as ductilidades em curvatura e a intensidade da ação para o pilar. As regressões foram desenvolvidas no *software* MATLAB (MathWorks 2015).

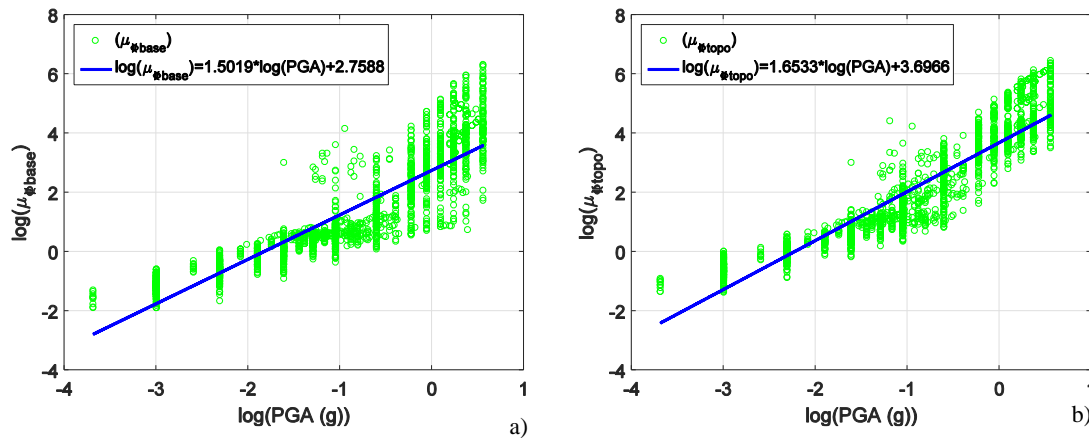


Figura 6.1 – Regressão linear da ductilidade em curvatura da base do pilar para a Análise 1 (a). Regressão linear da ductilidade em curvatura do topo do pilar para a Análise 1 (b).

A tabela 6.1 apresenta resumidamente as leis PSDM (Probabilistic Seismic Demand Model) obtidas através dos gráficos das regressões lineares anteriormente apresentadas, o respetivo coeficiente de determinação da regressão linear ( $R^2$ ) e o desvio padrão logarítmico da resposta estrutural ( $\beta_D$ ) necessário para o cálculo das curvas de fragilidade. Consta-se que as dispersões ( $\beta_D$ ) apresentam valores bastante elevados.

Tabela 6.1 – Parâmetros para o cálculo das curvas de fragilidade da ductilidade em curvatura da base e do topo do pilar da Análise 1.

Componente	PSDM	$R^2$	$\beta_D$
Base do pilar	$1,5019\log(\text{PGA})+2,7588$	0,8034	0,8050
Topo do pilar	$1,6533\log(\text{PGA})+3,6966$	0,8725	0,6848

De seguida, são apresentadas as curvas de fragilidade para a ductilidade em curvatura da base e do topo do pilar obtidas com a ajuda das regressões expostas (ver figuras 6.2 e 6.3). Com as regressões anteriormente apresentadas, obtém-se o  $\ln(S_d)$  definido pela Eq. (4.3) em que:

$$\ln(S_d) = a \times \ln(x) + b;$$

Seguidamente, e com a consulta de tabelas para os valores de capacidade estrutural, obtém-se as probabilidades para a definição das curvas de fragilidade, definidas pela Eq. (4.2):

$$P_f = \Phi \left[ \frac{\ln(S_d/S_c)}{\sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2}} \right];$$

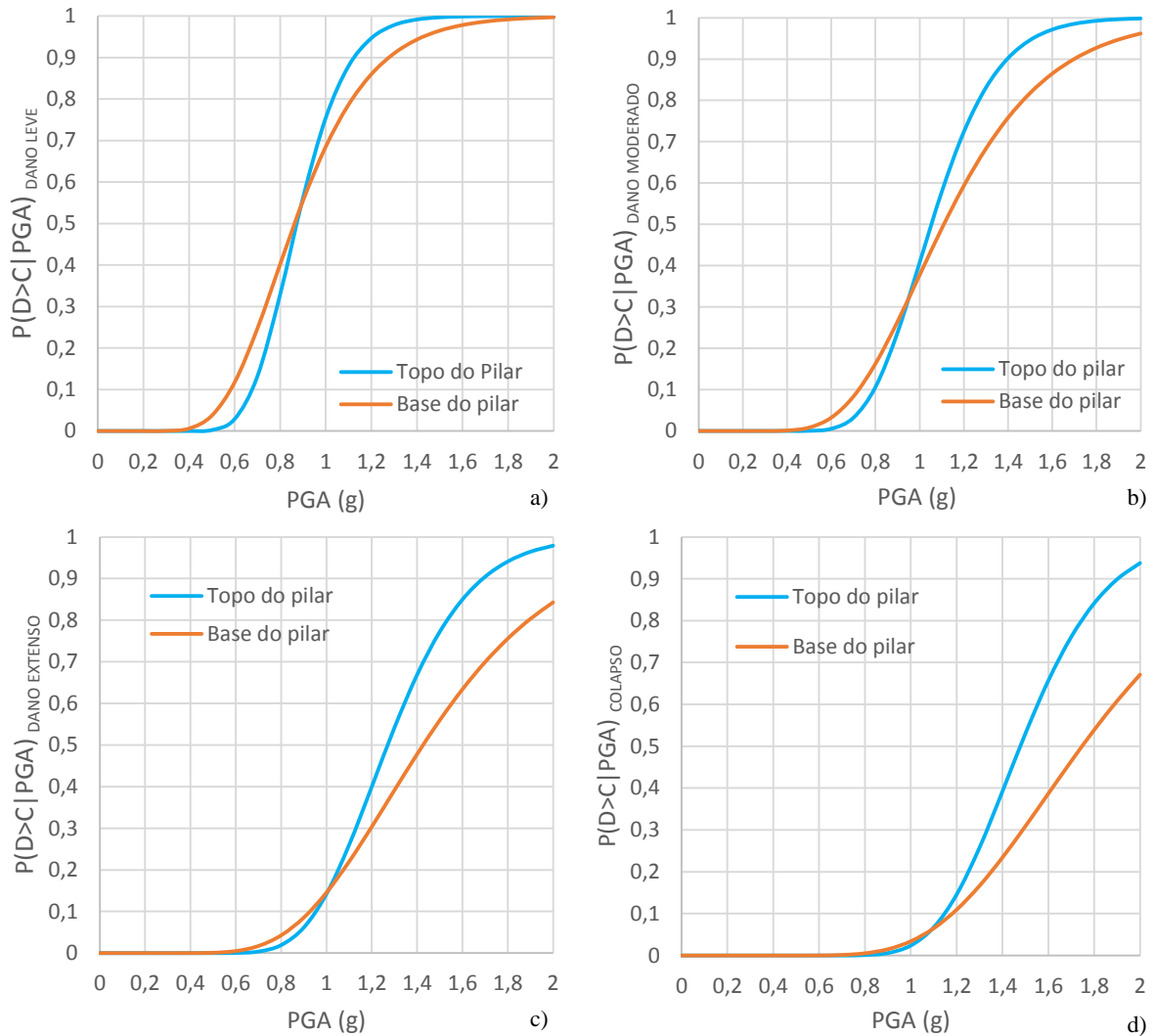


Figura 6.2 – Curvas de fragilidade para a ductilidade de curvatura da base e do topo do pilar para o estado limite de “Dano leve” (a), de “Dano moderado” (b), de “Dano extenso” (c) e para o de “Colapso” (d) da Análise 1.

Através da figura 6.2 constata-se que, tanto a base como o topo do pilar, só apresentam probabilidades elevadas de atingir os estados limites mais baixos para intensidades já significativas. Em relação aos estados limite mais severos, seria necessário uma intensidade bastante mais elevada para se ter grandes probabilidades de os atingir.

Posto isto, o pilar só para intensidades muito elevadas é que mostra grande probabilidade de apresentar dano significativo em qualquer uma das secções.

Para os estados limite menos graves (“Dano leve” e “Dano moderado”) observa-se que a secção da base do pilar é um pouco mais vulnerável pois apresenta maiores probabilidades de atingir os estados limite do que a secção do topo para as intensidades da ação mais baixas. Pelo contrário, para os estados limite mais graves (“Dano extenso” e “Colapso”) é a secção do topo que apresenta maiores probabilidades de atingir o estado limite para uma mesma intensidade da ação. Apesar destas diferenças, considera-se que, globalmente, a secção do topo é mais vulnerável que a da base.

A variação percentual de probabilidades de atingir ou exceder um estado limite entre as curvas de fragilidade da base e do topo do pilar para a mesma PGA, aumenta mediante o agravamento do nível de dano (estado limite).

Por outro lado, observa-se que a curva de fragilidade da secção do topo apresenta sempre menos variabilidade do que a da secção da base.

#### 6.2.2. DESLOCAMENTO LONGITUDINAL DO ENCONTRO DIREITO NA ZONA NORTE

A figura 6.3 apresenta as regressões lineares entre os deslocamentos longitudinais do encontro direito na zona norte e a intensidade da ação para o encontro. As regressões foram desenvolvidas no *software* MATLAB.

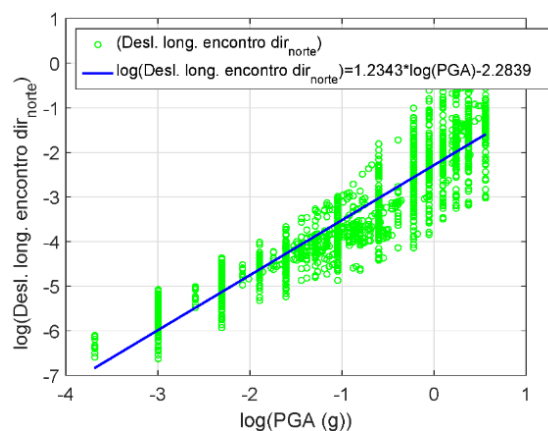


Figura 6.3 – Regressão linear do deslocamento longitudinal do encontro direito na zona norte da Análise1.

Através da regressão linear, apresenta-se a tabela 6.2 com os parâmetros necessários ao cálculo das curvas de fragilidade.

Tabela 6.2 – Parâmetros para o cálculo da curva de fragilidade do deslocamento longitudinal do encontro direito na zona norte da Análise 1.

Componente	PSDM	R <sup>2</sup>	β <sub>D</sub>
Deslocamento Long. Encontro dir. norte	1,2343log(PGA)-2,2839	0,8595	0,5406

Ainda que os valores sejam mais baixos do que no caso do pilar, constata-se que as dispersões (β<sub>D</sub>) continuam a apresentar valores elevados.

Em relação à zona sul deste encontro, não serão apresentadas as regressões lineares nem as curvas de fragilidade para o seu deslocamento longitudinal, pois são as mesmas que para a zona norte. Constata-se assim que o encontro não teve torção, muito por causa das suas grandes dimensões.

Em relação ao deslocamento transversal, as regressões são iguais, portanto, as curvas de fragilidade serão iguais e por isso não serão apresentadas.

De seguida, são apresentadas as curvas de fragilidade para o deslocamento longitudinal do encontro direito na zona norte obtidas com base nas regressões expostas (ver figura 6.4).

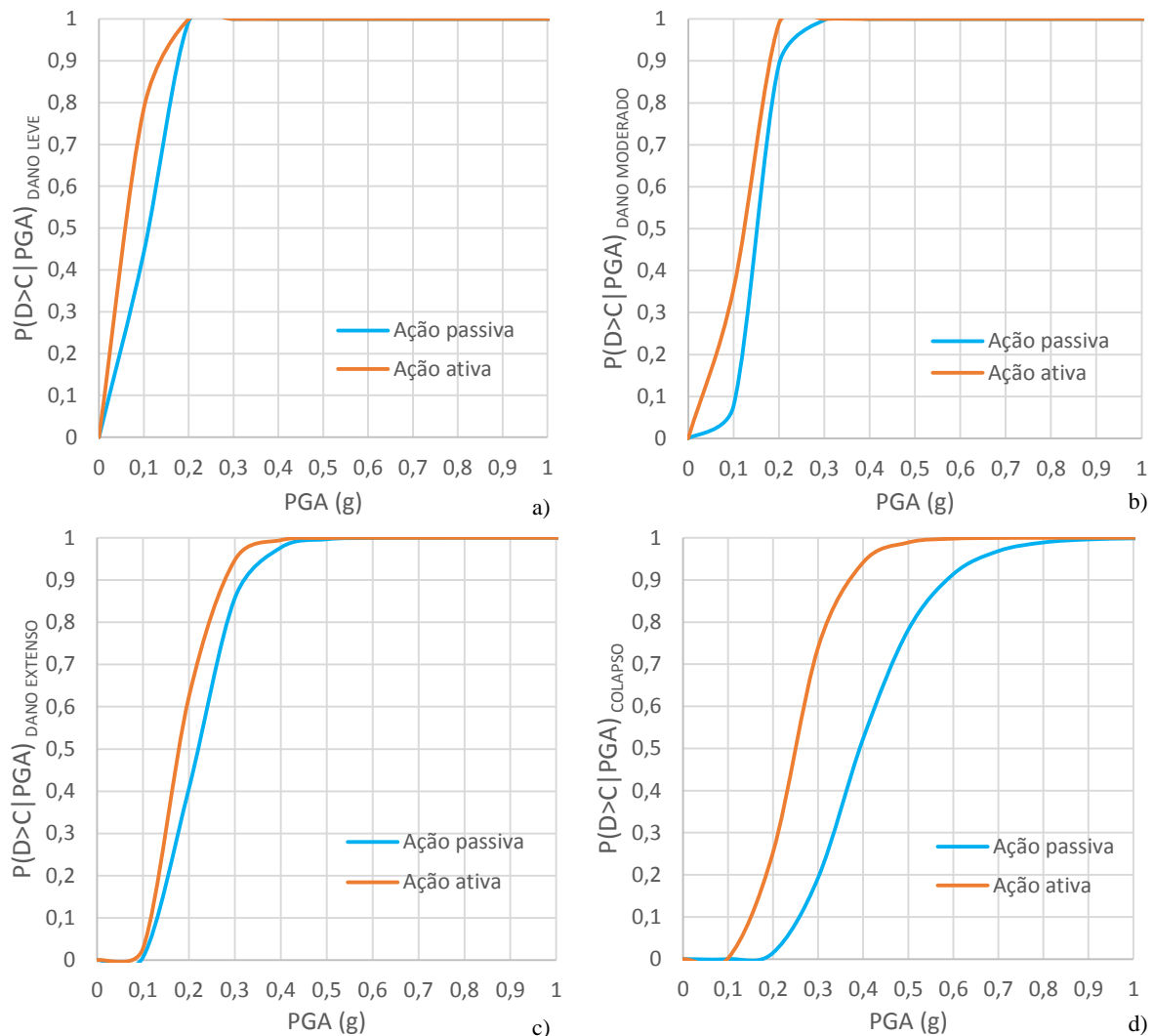


Figura 6.4 – Curvas de fragilidade para o deslocamento longitudinal do encontro direito na zona norte para o estado limite de “Dano leve” (a), de “Dano moderado” (b), de “Dano extenso” (c) e para o de “Colapso” (d) da Análise 1.

Como se pode observar na figura 6.4 percebe-se que os encontros são muito mais sensíveis a atingirem um determinado estado limite do que o pilar, pois para intensidades relativamente baixas registam uma grande probabilidade de o atingir ou exceder.

Constata-se ainda que a ação ativa é bastante mais condicionante do que a ação passiva.

Com o aumento do dano (i.e para estados limite mais severos), a curva de fragilidade vai perdendo a sua verticalidade, o que significa que se torna maior o nível de incerteza da probabilidade que leva a atingir o estado limite. Esta característica é comum para todos os elementos, mas é mais evidente nos encontros do que no pilar.

## 6.2.3. DESLOCAMENTO LONGITUDINAL DO ENCONTRO ESQUERDO NA ZONA NORTE

A figura 6.5 apresenta as regressões lineares entre os deslocamentos longitudinais do encontro esquerdo na zona norte e a intensidade da ação para o encontro. As regressões foram desenvolvidas no *software* MATLAB.

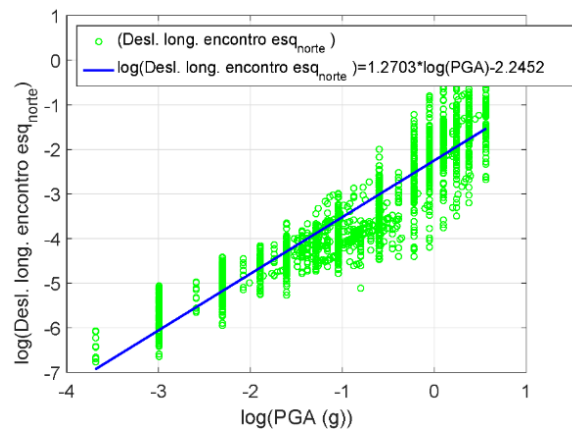


Figura 6.5 – Regressão linear do deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte para a ação passiva da Análise1.

Através da regressão linear, apresenta-se a tabela 6.3 com os parâmetros necessários ao cálculo das curvas de fragilidade.

Tabela 6.3 – Parâmetros para o cálculo da curva de fragilidade do deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte da Análise 1.

Componente	PSDM	R <sup>2</sup>	β <sub>D</sub>
Deslocamento Long. Encontro esq. Norte	1,2703log(PGA)-2,2452	0,8426	0,5950

Ainda que os valores sejam mais baixos do que no caso do pilar, constata-se que as dispersões (β<sub>D</sub>) continuam a apresentar valores elevados.

Em relação à zona sul deste encontro, não serão apresentadas as regressões lineares nem as curvas de fragilidade para o seu deslocamento longitudinal, pois são as mesmas que para a zona norte. Constata-se assim que o encontro não teve torção, muito por causa das suas grandes dimensões.

Em relação ao deslocamento transversal, as regressões são iguais, portanto, as curvas de fragilidade serão iguais e por isso não serão apresentadas.

De seguida, são apresentadas as curvas de fragilidade para o deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte obtidas com base nas regressões expostas (ver figura 6.6).

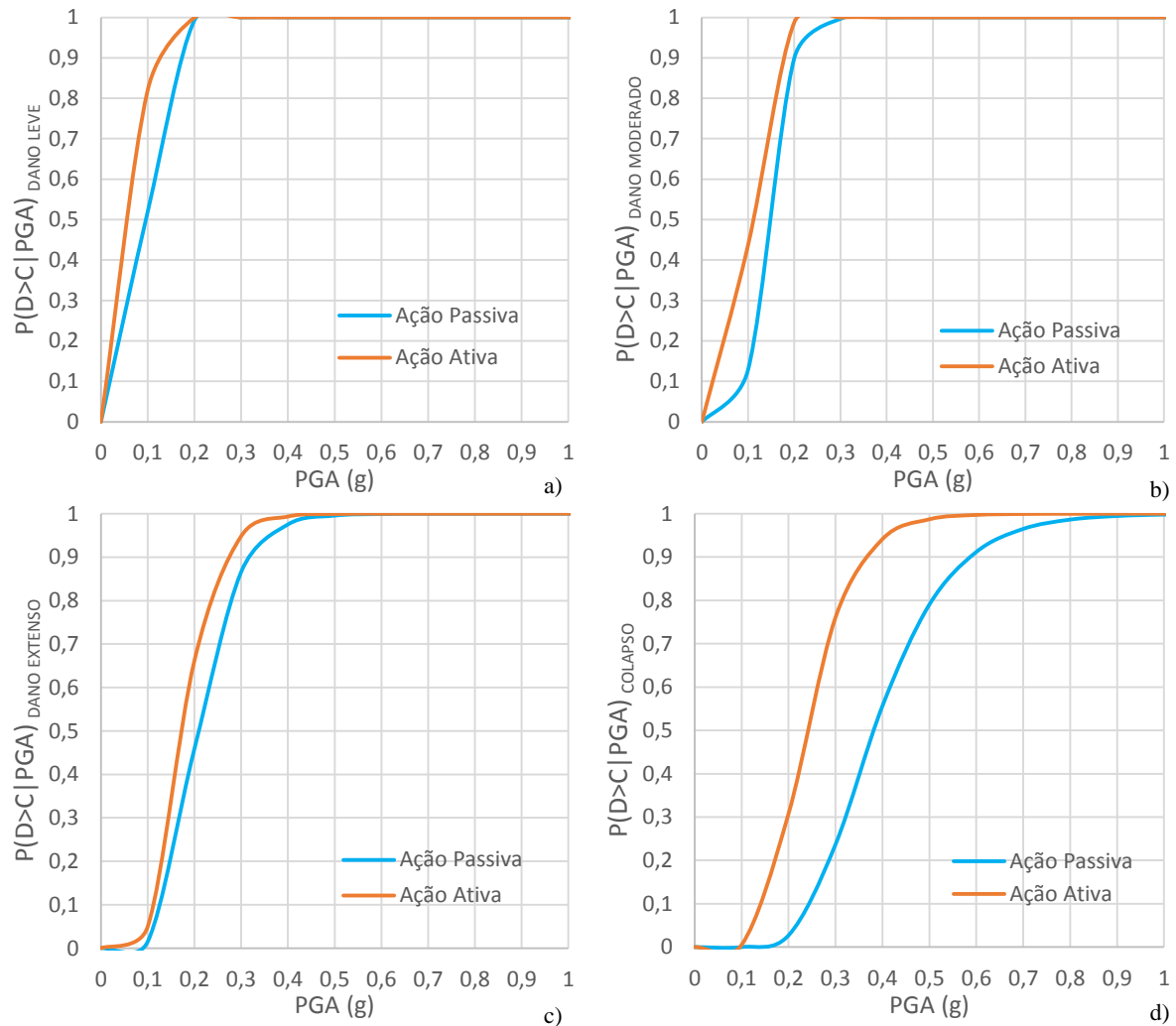


Figura 6.6 – Curvas de fragilidade para o deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte para o estado limite de “Dano leve” (a), de “Dano moderado” (b), de “Dano extenso” (c) e para o de “Colapso” (d) da Análise 1.

Como se pode observar na figura 6.6 percebe-se, como já se tinha visto anteriormente com o encontro direito, que os encontros são muito mais sensíveis a atingirem um determinado estado limite do que o pilar, pois para intensidades relativamente baixas registam uma grande probabilidade de o atingir ou exceder.

Constata-se também que a ação ativa é bastante mais condicionante do que a ação passiva.

Em relação ao deslocamento longitudinal do encontro direito apresentada anteriormente, constata-se que o encontro esquerdo é, superficialmente, mais vulnerável pois para PGAs na ordem dos 0,2g e 0,4g, apresenta cerca de 5% mais do que o encontro direito probabilidade de atingir ou exceder o estado limite.

### 6.3. RESULTADOS DA ANÁLISE 2

Para esta análise, como mencionado na Secção 4.3, obteve-se para cada EDP a probabilidade de exceder cada um dos estados limite mediante o ângulo de incidência do sismo, para se perceber a influência do ângulo na resposta estrutural à ação do sismo.

Irão ser só apresentados os resultados referentes ao topo do pilar, pois já foi concluído com os resultados da Análise 1 (ver Secção 6.2.1) que é a secção do pilar mais vulnerável e portanto condicionante.

Em relação aos encontros, os resultados que irão ser apresentados são em relação à ação ativa, pois foi constatado que foi a ação mais condicionante na Análise 1. Apesar de se ter constatado que na Análise 1 o encontro esquerdo é mais vulnerável, irão ser apresentados os dois encontros na Análise 2, pois nesta análise o encontro direito foi o mais vulnerável nalgumas situações.

#### 6.3.1. DUCTILIDADE EM CURVATURA DO TOPO DO PILAR

As figuras 6.7 a 6.10 apresentam as regressões lineares entre as ductilidades em curvatura e a intensidade da ação para o pilar. As regressões foram desenvolvidas no *software* MATLAB.

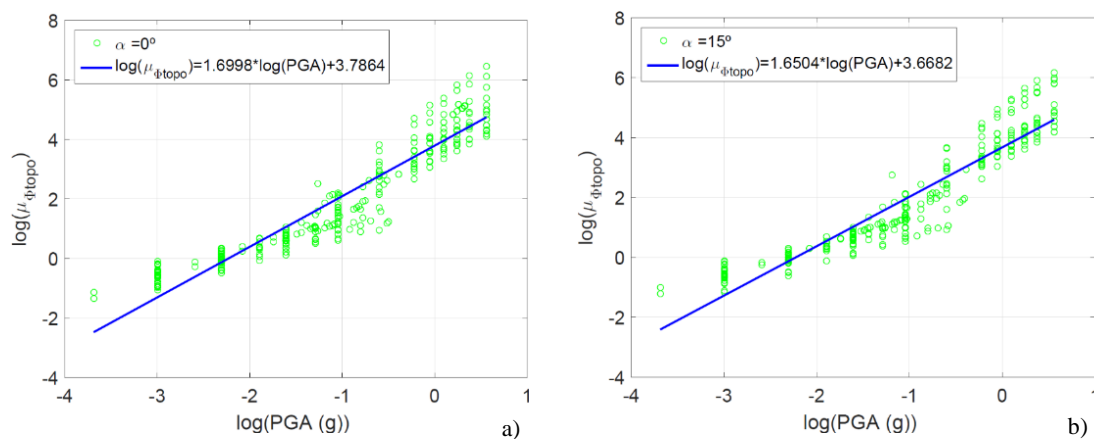


Figura 6.7 – Regressão linear da ductilidade em curvatura do topo do pilar para um ângulo de incidência de  $0^\circ$  (a) e de  $15^\circ$  (b) da Análise 2.

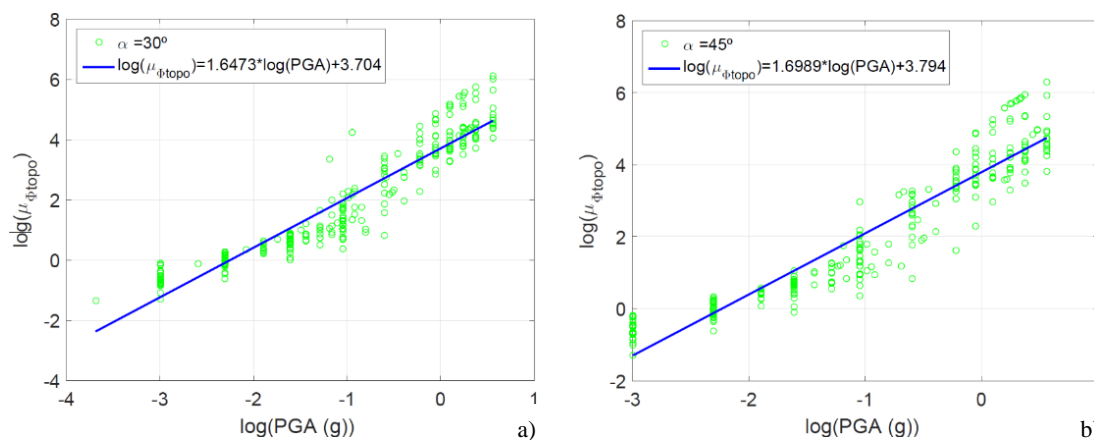


Figura 6.8 – Regressão linear da ductilidade em curvatura do topo do pilar para um ângulo de incidência de  $30^\circ$  (a) e de  $45^\circ$  (b) da Análise 2.



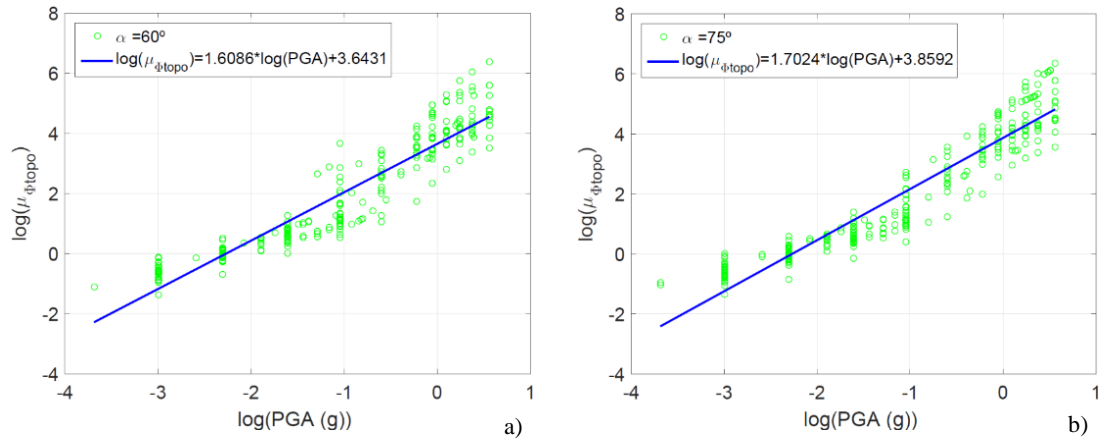


Figura 6.9 – Regressão linear da ductilidade em curvatura do topo do pilar para um ângulo de incidência de 60° (a) e de 75° (b) da Análise 2.

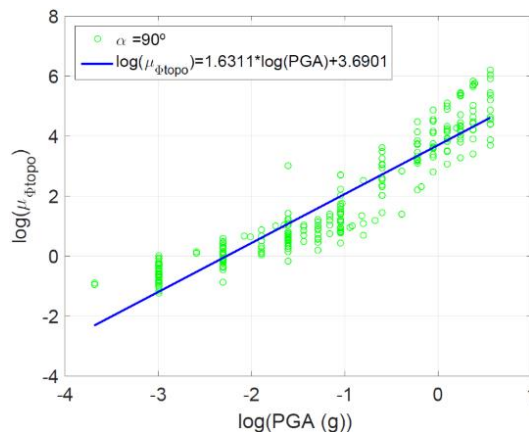


Figura 6.10 – Regressão linear da ductilidade em curvatura do topo do pilar para um ângulo de incidência de 90° da Análise 2.

Através das regressões lineares, apresenta-se a tabela 6.4 com os parâmetros necessários ao cálculo das curvas de fragilidade.

Tabela 6.4 – Parâmetros para o cálculo das curvas de fragilidade da ductilidade em curvatura do topo do pilar da Análise 2.

Ângulos ( $\theta$ )	PSDM	$R^2$	$\beta_D$
$\theta=0^\circ$	$1,6998\log(\text{PGA})+3,7864$	0,8912	0,6565
$\theta=15^\circ$	$1,6504\log(\text{PGA})+3,6682$	0,8835	0,6528
$\theta=30^\circ$	$1,6473\log(\text{PGA})+3,7040$	0,8952	0,6249
$\theta=45^\circ$	$1,6989\log(\text{PGA})+3,7940$	0,8877	0,6801
$\theta=60^\circ$	$1,6086\log(\text{PGA})+3,6431$	0,8830	0,6586
$\theta=75^\circ$	$1,7024\log(\text{PGA})+3,8592$	0,8898	0,6998
$\theta=90^\circ$	$1,6311\log(\text{PGA})+3,6901$	0,8718	0,7110

Verifica-se que os valores variam de ângulo para ângulo, contudo não são muito diferentes entre si, o que significa que as curvas de fragilidade irão ser muito próximas. Constata-se, como na Análise 1, que as dispersões ( $\beta_D$ ) continuam a apresentar valores bastante elevados.

De seguida, são apresentadas as curvas de fragilidade para a ductilidade em curvatura do topo do pilar obtidas com base nas regressões expostas anteriormente (ver figura 6.11).

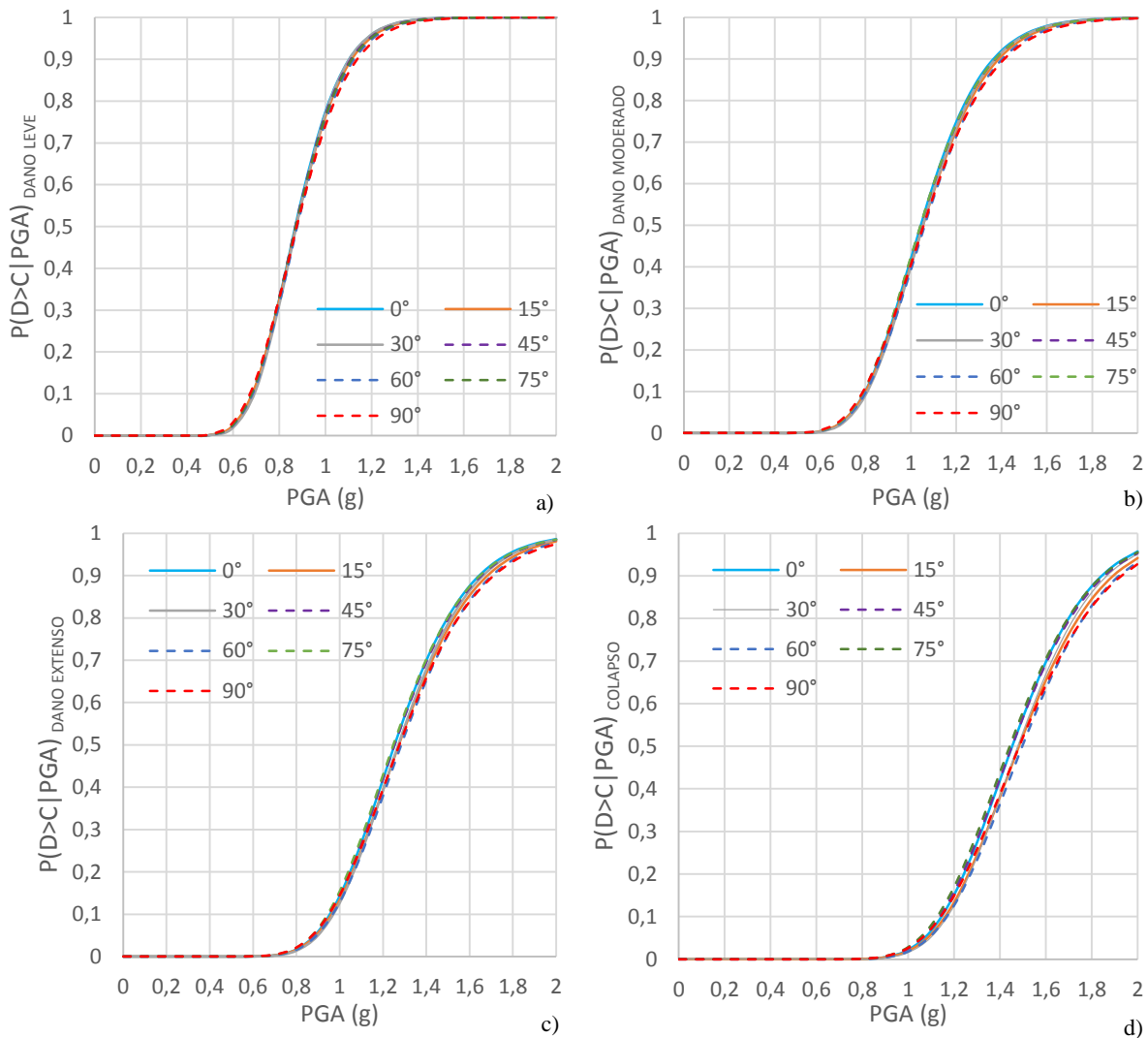


Figura 6.11 – Curvas de fragilidade para a ductilidade de curvatura do topo do pilar dos vários ângulos de incidência considerados na análise para o estado limite de “Dano leve” (a), de “Dano moderado” (b), de “Dano extenso” (c) e para o de “Colapso” (d) da Análise 2.

Como se pode observar na figura 6.11 a influência dos ângulos não é significativa porém, ao longo que o estado limite avança em intensidade, de dano leve para o colapso, existe uma maior dispersão entre as curvas para os diferentes ângulos de incidência. Entretanto, constata-se que o ângulo de incidência de 0° apresenta, em geral, probabilidades ligeiramente maiores de atingir o estado limite do que os restantes ângulos.

Percebe-se também através das curvas de fragilidade que só para intensidades muito elevadas é que existe grande probabilidade do topo do pilar atingir ou exceder os vários estados limite.

### 6.3.2. DESLOCAMENTO LONGITUDINAL DO ENCONTRO DIREITO NA ZONA NORTE

As figuras 6.12 à 6.15 apresentam as regressões lineares entre os deslocamentos longitudinais do encontro direito na zona norte e a intensidade da ação para o encontro. As regressões foram desenvolvidas no *software* MATLAB.

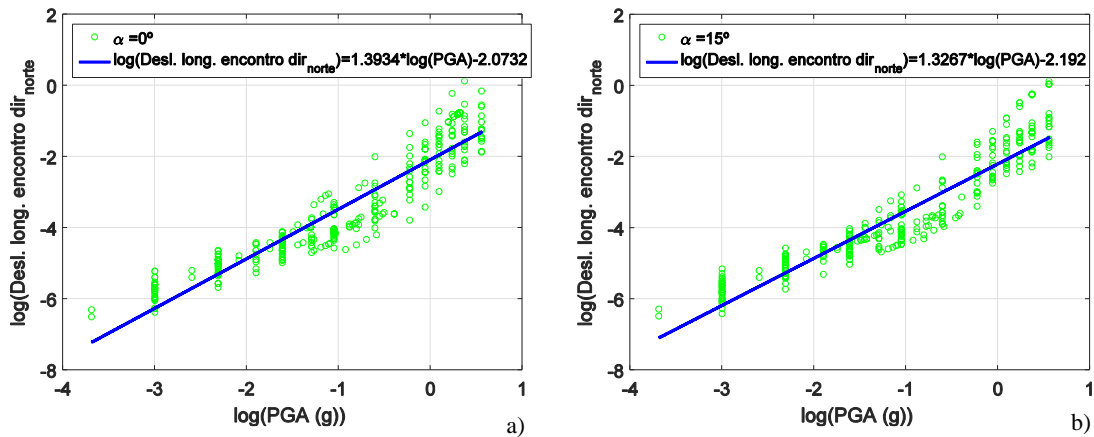


Figura 6.12 – Regressão linear do deslocamento longitudinal do encontro direito na zona norte para um ângulo de incidência de  $0^\circ$  (a) e de  $15^\circ$  (b) da Análise 2.

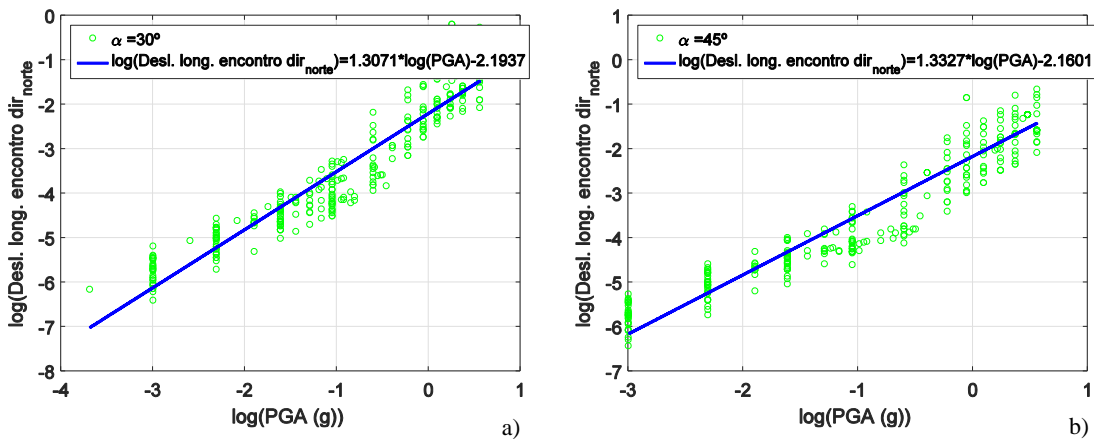


Figura 6.13 – Regressão linear do deslocamento longitudinal do encontro direito na zona norte para um ângulo de incidência de  $30^\circ$  (a) e de  $45^\circ$  (b) da Análise 2.

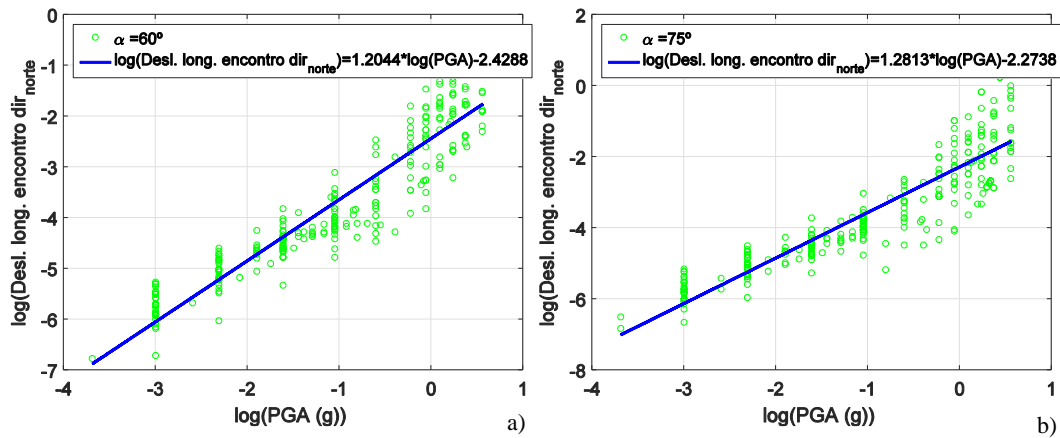


Figura 6.14 – Regressão linear do deslocamento longitudinal do encontro direito na zona norte para um ângulo de incidência de 60° (a) e de 75° (b) da Análise 2.

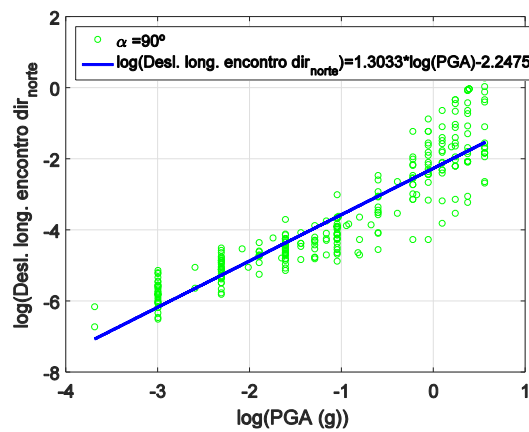


Figura 6.15 – Regressão linear do deslocamento longitudinal do encontro direito na zona norte para um ângulo de incidência de 90° da Análise 2.

Através das regressões lineares, apresenta-se a tabela 6.5 com os parâmetros necessários ao cálculo das curvas de fragilidade.

Tabela 6.5 – Parâmetros para o cálculo das curvas de fragilidade do deslocamento longitudinal do encontro direito na zona norte da Análise 2.

Ângulos ( $\theta$ )	PSDM	$R^2$	$\beta_D$
$\theta=0^\circ$	$1,3934\log(\text{PGA})-2,0732$	0,8749	0,5824
$\theta=15^\circ$	$1,3267\log(\text{PGA})-2,1920$	0,8780	0,5385
$\theta=30^\circ$	$1,3071\log(\text{PGA})-2,1937$	0,8949	0,4966
$\theta=45^\circ$	$1,3327\log(\text{PGA})-2,1601$	0,8615	0,6016
$\theta=60^\circ$	$1,2044\log(\text{PGA})-2,4288$	0,8624	0,5409
$\theta=75^\circ$	$1,2813\log(\text{PGA})-2,2738$	0,8156	0,7115
$\theta=90^\circ$	$1,3033\log(\text{PGA})-2,2475$	0,8290	0,6729

Verifica-se que os valores variam de ângulo para ângulo, ao contrário dos valores do pilar, apresentando valores consideravelmente diferentes entre si, o que irá fazer com que as curvas de fragilidade sejam significativamente diferentes. Constata-se, como na Análise 1, que as dispersões ( $\beta_D$ ) continuam a apresentar alguns valores bastante elevados.

Em relação à zona sul deste encontro, não serão apresentadas as regressões lineares nem as curvas de fragilidade para o seu deslocamento longitudinal, pois são as mesmas que para a zona norte. Constata-se assim que o encontro não teve torção, muito por causa das suas grandes dimensões.

De seguida, são apresentadas as curvas de fragilidade para o deslocamento longitudinal do encontro direito na zona norte obtidas com base nas regressões expostas anteriormente (ver figura 6.16).

Como se pode observar na figura 6.16 a influência dos ângulos é significativa neste caso. À medida que aumenta a severidade do estado limite, do dano leve para o colapso, mantém-se a mesma dispersão entre os ângulos de incidência ao contrário do que acontecia no topo do pilar em que esta ia aumentando de um estado limite para o seguinte. Constata-se que o ângulo de incidência de  $0^\circ$  apresenta, uma maior probabilidade de atingir ou exceder o estado limite do que os restantes ângulos. Verifica-se que o ângulo de  $60^\circ$  leva a uma menor vulnerabilidade que os outros.

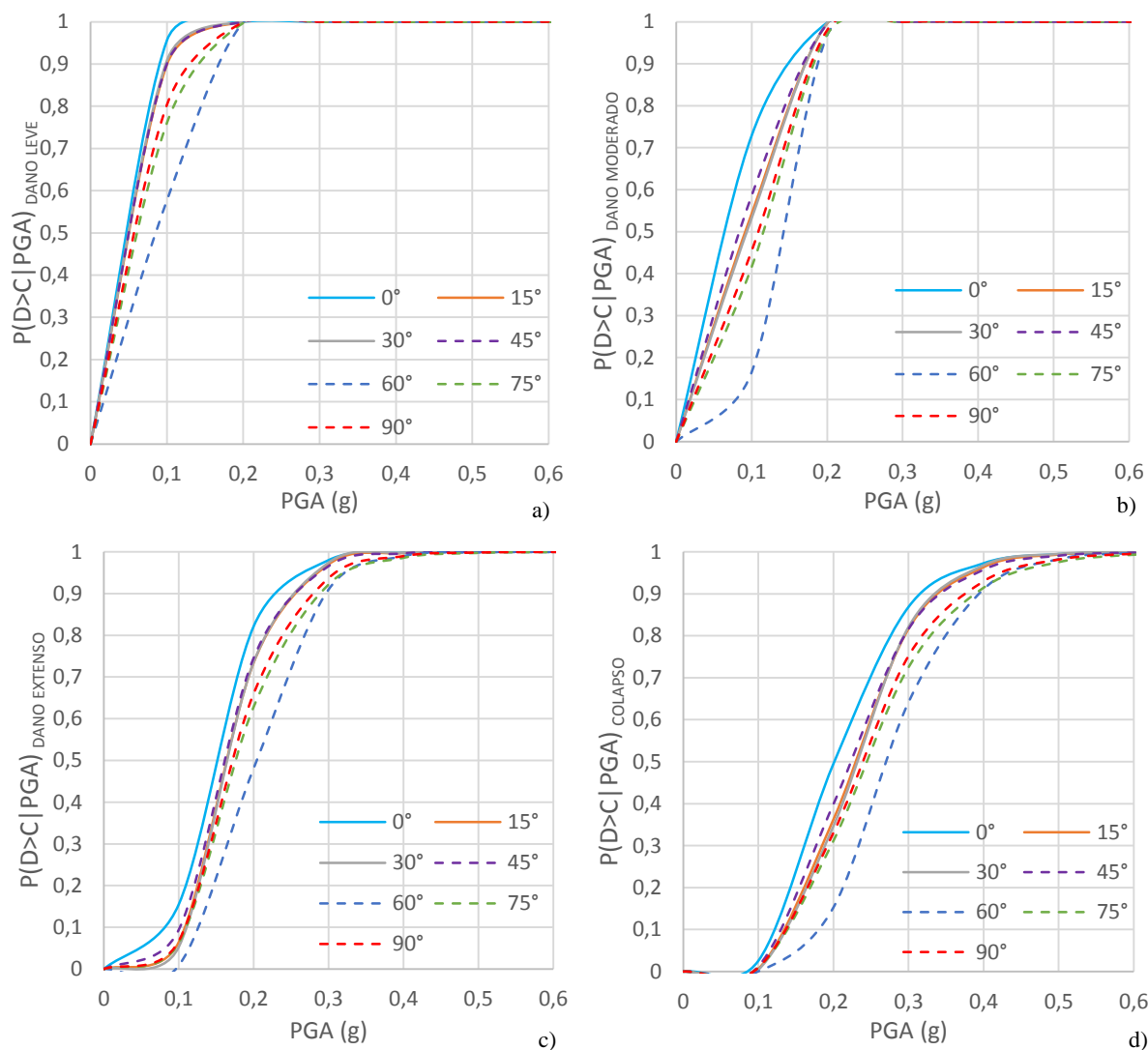


Figura 6.16 – Curvas de fragilidade para o deslocamento longitudinal do encontro direito na zona norte dos vários ângulos de incidência considerados na análise para o estado limite de “Dano leve” (a), de “Dano moderado” (b), de “Dano extenso” (c) e para o de “Colapso” (d) da Análise 2.

### 6.3.3. DESLOCAMENTO LONGITUDINAL DO ENCONTRO ESQUERDO NA ZONA NORTE

As figuras 6.17 à 6.20 apresentam as regressões lineares entre os deslocamentos longitudinais do encontro esquerdo na zona norte e a intensidade da ação para o encontro. As regressões foram desenvolvidas no *software* MATLAB.

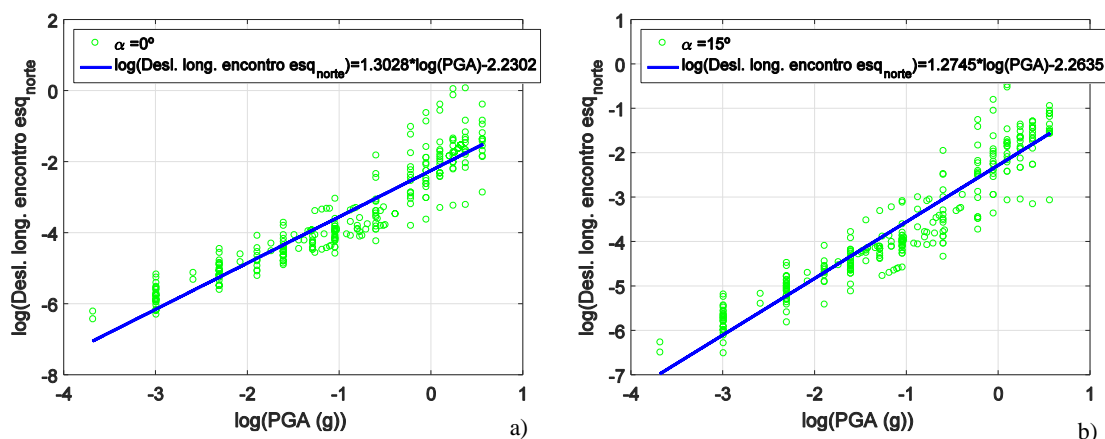


Figura 6.17 – Regressão linear do deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte para um ângulo de incidência de  $0^\circ$  (a) e de  $15^\circ$  (b) da Análise 2.

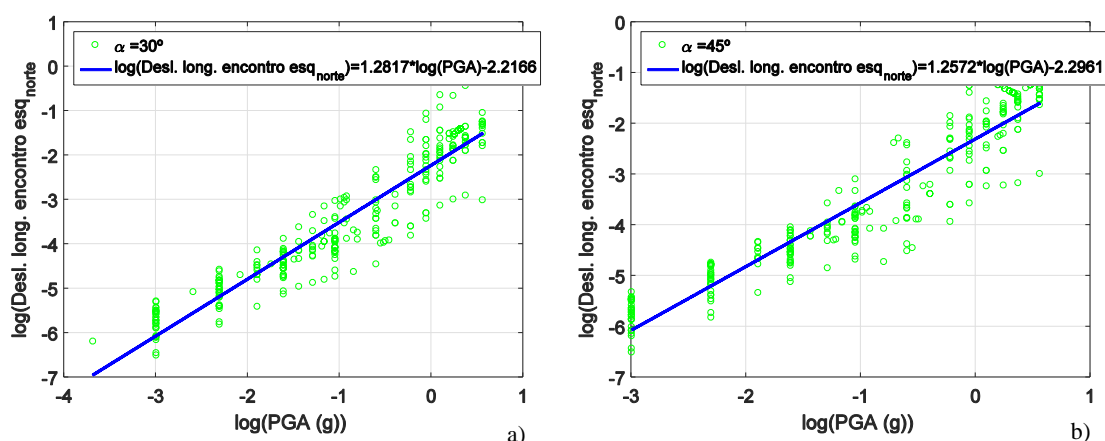


Figura 6.18 – Regressão linear do deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte para um ângulo de incidência de  $30^\circ$  (a) e de  $45^\circ$  (b) da Análise 2.

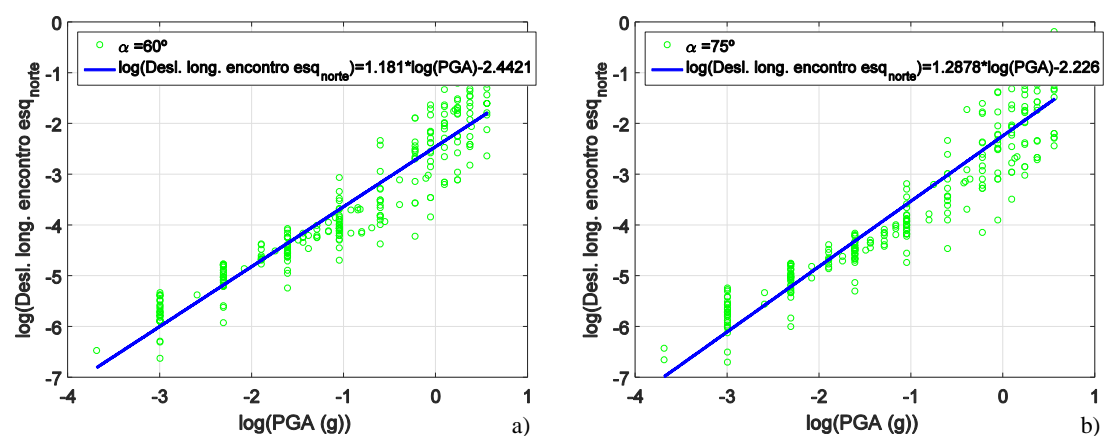


Figura 6.19 – Regressão linear do deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte para um ângulo de incidência de  $60^\circ$  (a) e de  $75^\circ$  (b) da Análise 2.

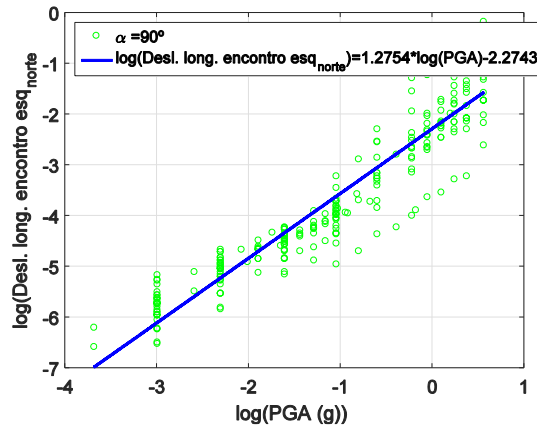


Figura 6.20 – Regressão linear do deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte para um ângulo de incidência de 90° da Análise 2.

Através das regressões lineares, apresenta-se a tabela 6.6 com os parâmetros necessários ao cálculo das curvas de fragilidade.

Tabela 6.6 – Parâmetros para o cálculo das curvas de fragilidade do deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte da Análise 2.

Ângulos ( $\theta$ )	PSDM	$R^2$	$\beta_D$
$\theta=0^\circ$	$1,3028\log(\text{PGA})-2,2302$	0,8670	0,5639
$\theta=15^\circ$	$1,2745\log(\text{PGA})-2,2635$	0,8653	0,5476
$\theta=30^\circ$	$1,2817\log(\text{PGA})-2,2166$	0,8778	0,5302
$\theta=45^\circ$	$1,2572\log(\text{PGA})-2,2961$	0,8828	0,5157
$\theta=60^\circ$	$1,1810\log(\text{PGA})-2,4421$	0,8755	0,5008
$\theta=75^\circ$	$1,2878\log(\text{PGA})-2,2260$	0,8720	0,5762
$\theta=90^\circ$	$1,2754\log(\text{PGA})-2,2743$	0,8739	0,5508

Verifica-se que os valores variam de ângulo para ângulo, apresentando valores consideravelmente diferentes entre si, o que irá fazer com que as curvas de fragilidade sejam significativamente diferentes. Constata-se, como na Análise 1, que as dispersões ( $\beta_D$ ) continuam a apresentar alguns valores elevados.

Em relação à zona sul deste encontro, não serão apresentadas as regressões lineares nem as curvas de fragilidade para o seu deslocamento longitudinal, pois são as mesmas que para a zona norte. Constata-se assim que o encontro não teve torção, muito por causa das suas grandes dimensões.

De seguida, são apresentadas as curvas de fragilidade para o deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte obtidas com base nas regressões expostas anteriormente (ver figura 6.21).



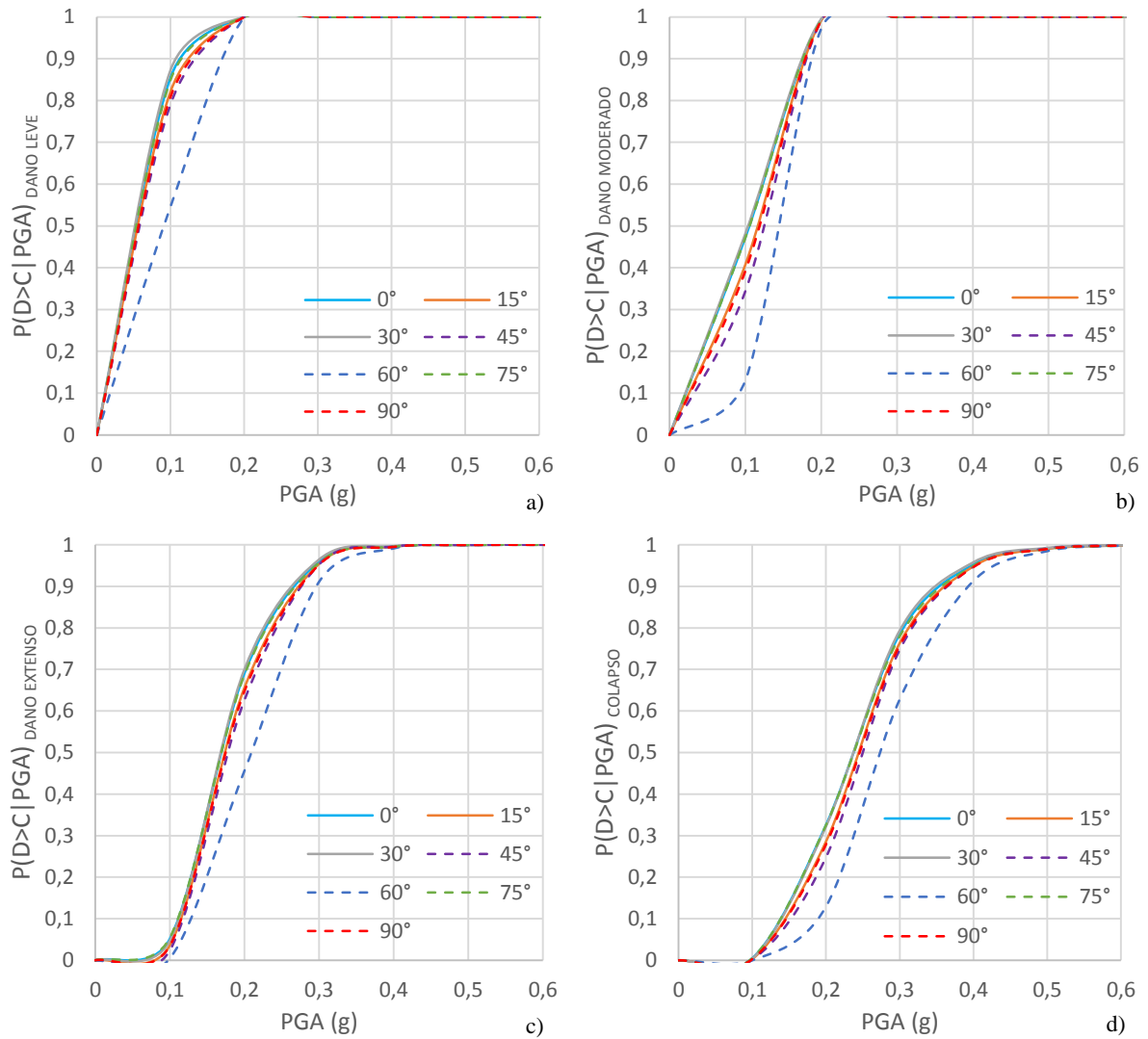


Figura 6.21 – Curvas de fragilidade para o deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte dos vários ângulos de incidência considerados na análise para o estado limite de “Dano extenso” (a) e para o de “Colapso” (b) da Análise 2.

Como se pode observar na figura 6.21 a influência dos ângulos continua a ser significativa. No entanto, percebe-se que é ligeiramente menos que no encontro direito. Constata-se que os ângulos de incidência de  $0^\circ$  e  $75^\circ$  apresentam, uma maior probabilidade de atingir ou exceder o estado limite do que os restantes ângulos. Verifica-se que o ângulo de  $60^\circ$  leva a uma menor vulnerabilidade que os outros.

Consegue-se interpretar que quando o estado limite avança em intensidade, do dano leve para o colapso, mantém-se (como no encontro direito) a mesma dispersão entre os ângulos de incidência. No entanto, a dispersão é, ligeiramente, menor em todos os estados limite do que no encontro direito.

Em relação às fragilidades do deslocamento longitudinal do encontro direito, apresentadas anteriormente, constata-se que o encontro direito é, superficialmente, mais vulnerável pois para as mesmas intensidades de PGA, em todos os ângulos de incidência exceto o  $75^\circ$ , apresenta maior probabilidade de atingir ou exceder o estado limite. A variação percentual de probabilidades de atingir ou exceder um

estado limite entre as curvas de fragilidade do encontro direito e esquerdo para a mesma PGA, mantêm-se mediante o agravamento do nível de dano (estado limite), ao contrário à do pilar que ia aumentando.

Conclui-se, de uma forma global para a direção longitudinal, que os encontros, apresentam uma maior vulnerabilidade ao ângulo de  $0^\circ$  e uma menor vulnerabilidade ao ângulo de  $60^\circ$ .

#### 6.3.4. DESLOCAMENTO TRANSVERSAL DO ENCONTRO DIREITO NA ZONA NORTE

As figuras 6.22 à 6.25 apresentam as regressões lineares entre os deslocamentos transversais do encontro direito na zona norte e a intensidade da ação para o encontro. As regressões foram desenvolvidas no *software* MATLAB.

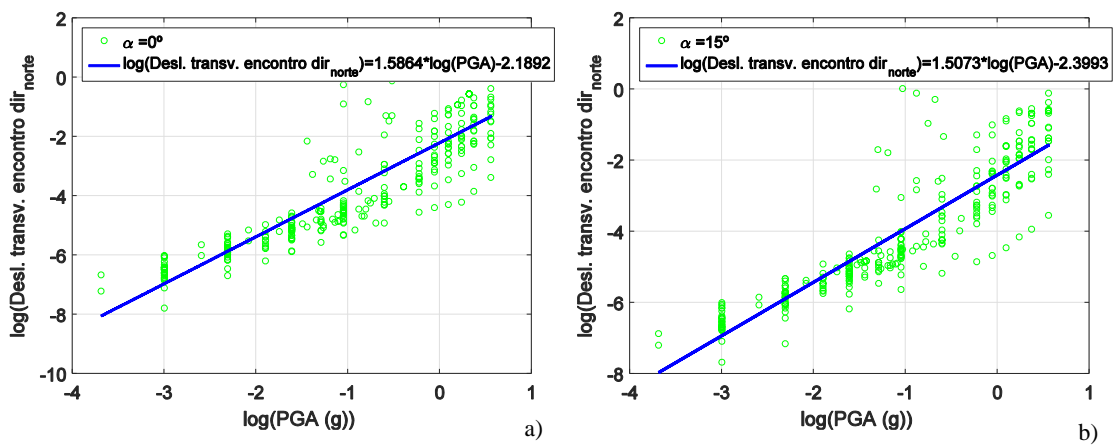


Figura 6.22 – Regressão linear do deslocamento transversal do encontro direito na zona norte para um ângulo de incidência de  $0^\circ$  (a) e de  $15^\circ$  (b) da Análise 2.

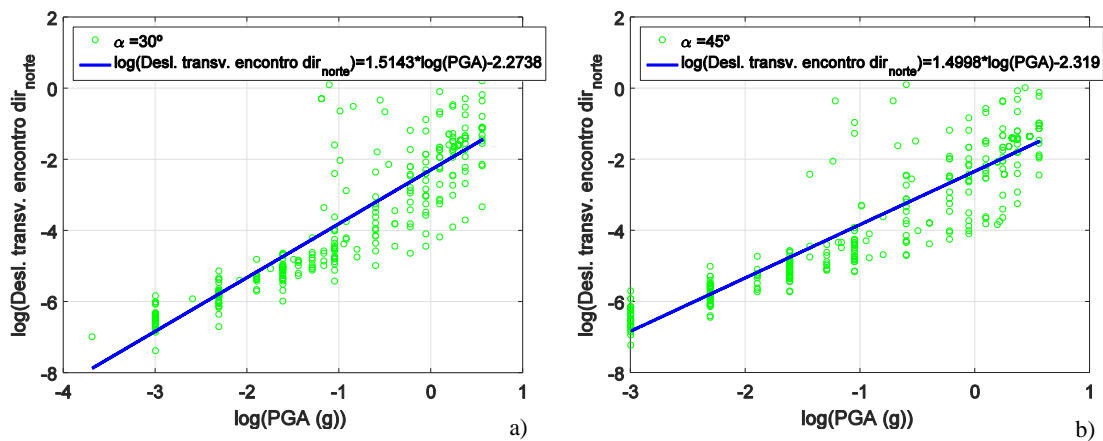


Figura 6.23 – Regressão linear do deslocamento transversal do encontro direito na zona norte para um ângulo de incidência de  $30^\circ$  (a) e de  $45^\circ$  (b) da Análise 2.

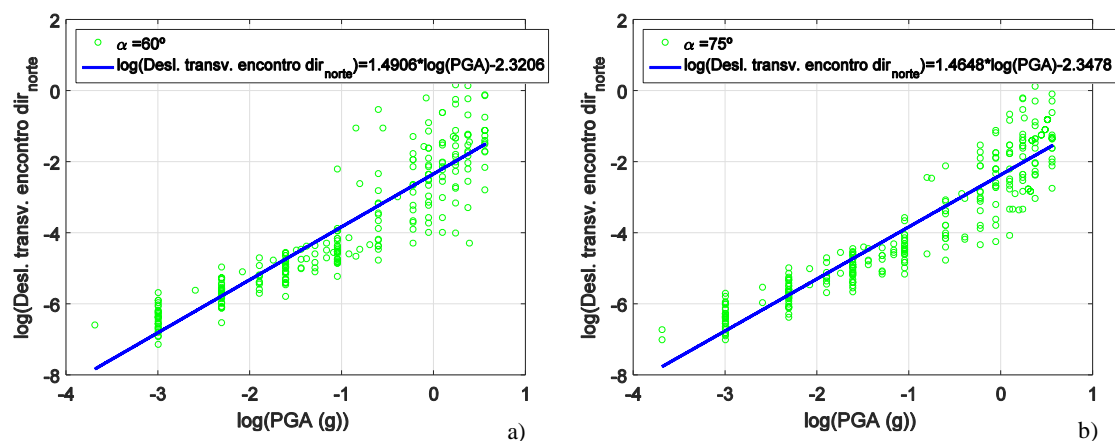


Figura 6.24 – Regressão linear do deslocamento transversal do encontro direito na zona norte para um ângulo de incidência de  $60^\circ$  (a) e de  $75^\circ$  (b) da Análise 2.

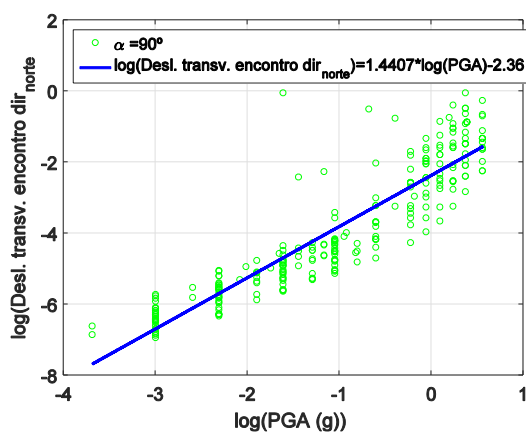


Figura 6.25 – Regressão linear do deslocamento transversal do encontro direito na zona norte para um ângulo de incidência de  $90^\circ$  da Análise 2.

Através das regressões lineares, apresenta-se a tabela 6.7 com os parâmetros necessários ao cálculo das curvas de fragilidade.

Tabela 6.7 – Parâmetros para o cálculo das curvas de fragilidade do deslocamento transversal do encontro direito na zona norte da Análise 2.

Ângulos ( $\theta$ )	PSDM	$R^2$	$\beta_D$
$\theta=0^\circ$	$1,5864\log(PGA)-2,1892$	0,7343	1,0544
$\theta=15^\circ$	$1,5073\log(PGA)-2,3993$	0,7434	0,9640
$\theta=30^\circ$	$1,5143\log(PGA)-2,2738$	0,7406	0,9933
$\theta=45^\circ$	$1,4998\log(PGA)-2,3190$	0,7814	0,8927
$\theta=60^\circ$	$1,4906\log(PGA)-2,3206$	0,7899	0,8643
$\theta=75^\circ$	$1,4648\log(PGA)-2,3478$	0,8198	0,8020
$\theta=90^\circ$	$1,4407\log(PGA)-2,3600$	0,7846	0,8579

Verifica-se que os valores variam de ângulo para ângulo, apresentando valores um pouco diferentes entre si, o que irá fazer com que as curvas de fragilidade sejam um pouco diferentes. Constata-se, como na Análise 1, que as dispersões ( $\beta_D$ ) continuam a apresentar valores bastante elevados.

Em relação à zona sul deste encontro, não serão apresentadas as regressões lineares nem as curvas de fragilidade para o seu deslocamento transversal, pois são as mesmas que para a zona norte. Constata-se assim que o encontro não teve torção, muito por causa das suas grandes dimensões.

De seguida, são apresentadas as curvas de fragilidade para o deslocamento transversal do encontro direito na zona norte obtidas com base nas regressões expostas anteriormente (ver figura 6.26).

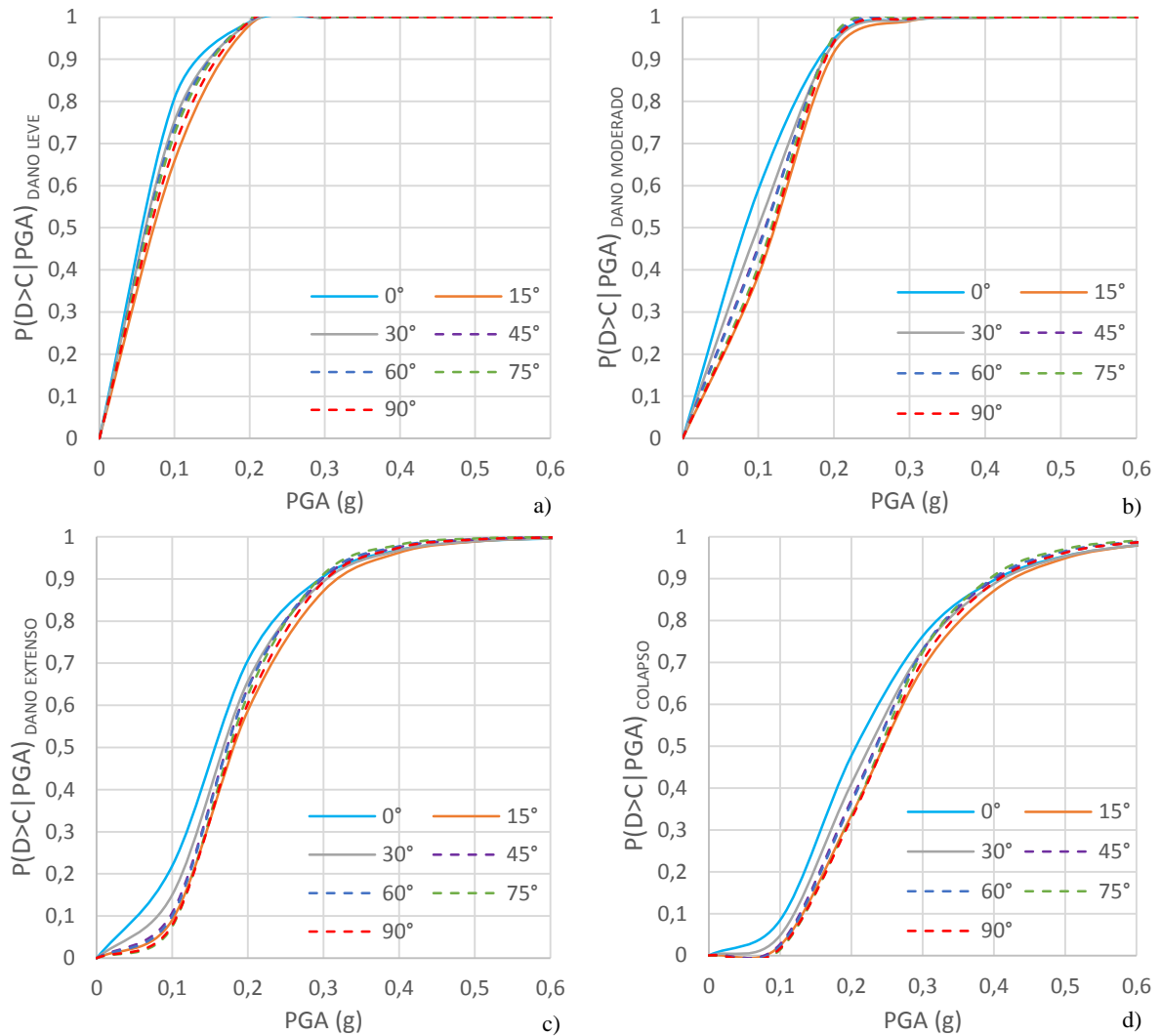


Figura 6.26 – Curvas de fragilidade para o deslocamento transversal do encontro direito na zona norte dos vários ângulos de incidência considerados na análise para o estado limite de “Dano leve” (a), de “Dano moderado” (b), de “Dano extenso” (c) e para o de “Colapso” (d) da Análise 2.

Como se pode observar na figura 6.26 a influência dos ângulos não é tão significativa como para a resposta longitudinal. Consta-se que o ângulo de incidência de  $0^\circ$  apresenta, igualmente, uma maior probabilidade de atingir ou exceder o estado limite do que os restantes ângulos.

Os encontros desta ponte são bastante mais sensíveis à resposta longitudinal do que à transversal, percebendo-se, através destas curvas de fragilidade, que para os estados limite menos exigentes são muito idênticas, já para os estados limite mais exigentes, e em especial para o colapso, as probabilidades de se atingir ou exceder o estado limite para a resposta longitudinal, são maiores do que para a resposta transversal, constatando-se assim que a direção longitudinal para esta ponte é mais vulnerável que a direção transversal.

A variação percentual de probabilidades de atingir ou exceder um estado limite entre as curvas de fragilidade do encontro direito para a resposta longitudinal e para a transversal para o mesmo PGA, aumentam mediante o agravamento do nível de dano (estado limite).

### 6.3.5. DESLOCAMENTO TRANSVERSAL DO ENCONTRO ESQUERDO NA ZONA NORTE

As figuras 6.27 à 6.30 apresentam as regressões lineares entre os deslocamentos transversais do encontro esquerdo na zona norte e a intensidade da ação para o encontro. As regressões foram desenvolvidas no software MATLAB.

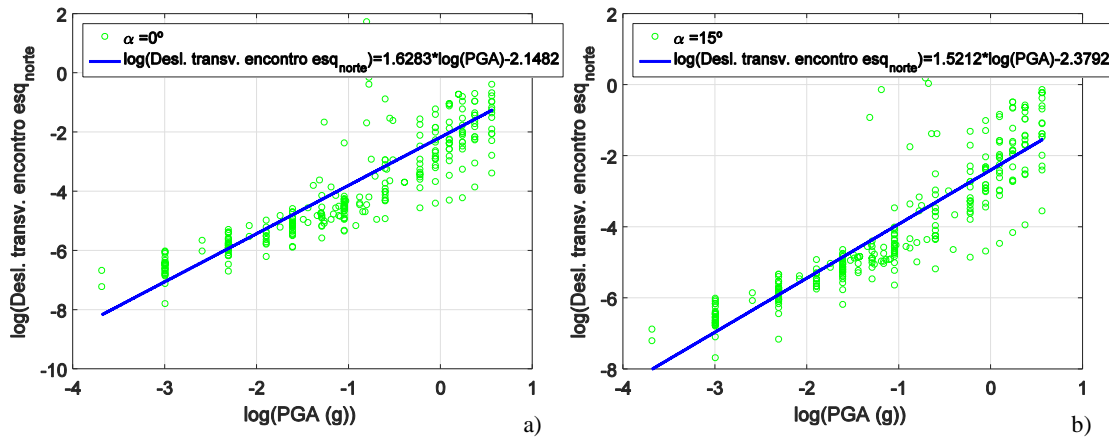


Figura 6.27 – Regressão linear do deslocamento transversal do encontro esquerdo na zona norte para um ângulo de incidência de  $0^\circ$  (a) de  $15^\circ$  (b) da Análise 2.

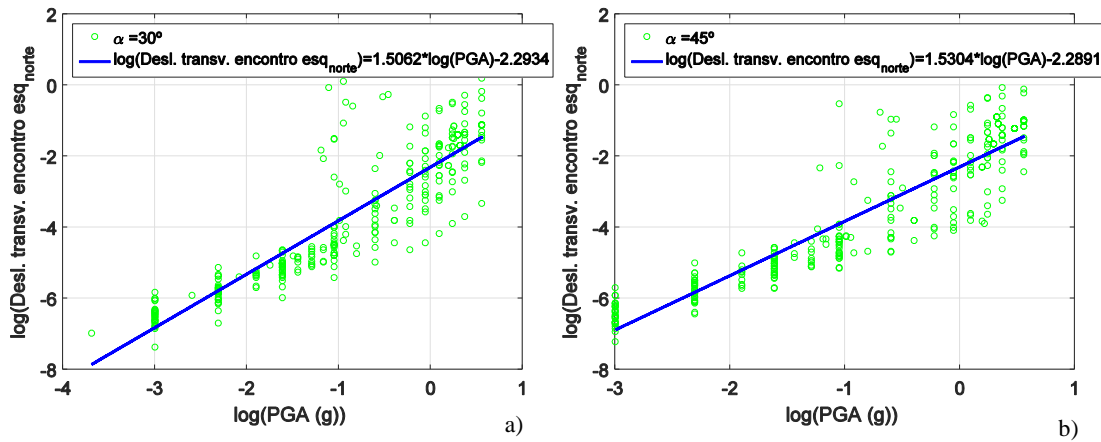


Figura 6.28 – Regressão linear do deslocamento transversal do encontro esquerdo na zona norte para um ângulo de incidência de  $30^\circ$  (a) e de  $45^\circ$  (b) da Análise 2.

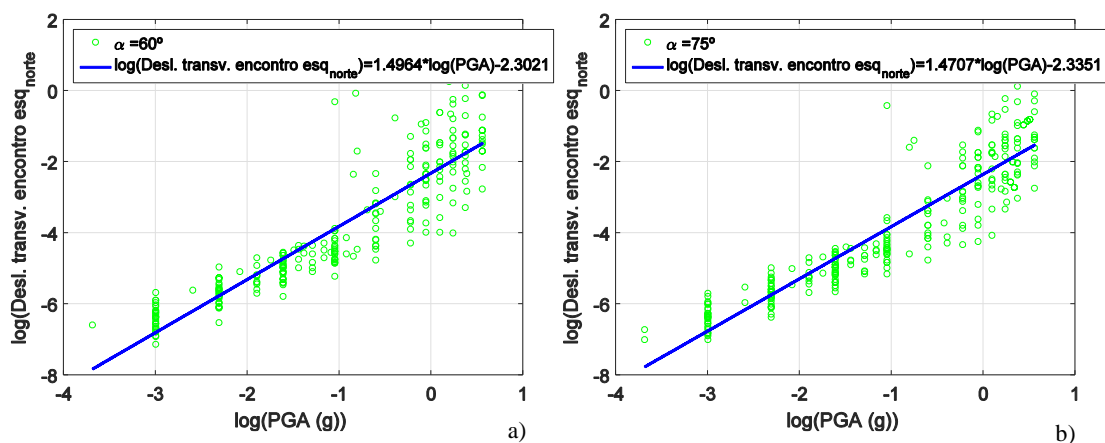


Figura 6.29 – Regressão linear do deslocamento transversal do encontro esquerdo na zona norte para um ângulo de incidência de  $60^\circ$  (a) e de  $75^\circ$  (b) da Análise 2.

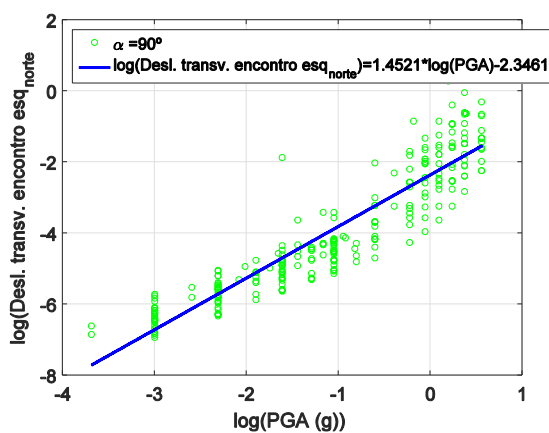


Figura 6.30 – Regressão linear do deslocamento transversal do encontro esquerdo na zona norte para um ângulo de incidência de  $90^\circ$  da Análise 2.

Através das regressões lineares, apresenta-se a tabela 6.8 com os parâmetros necessários ao cálculo das curvas de fragilidade.

Tabela 6.8 – Parâmetros para o cálculo das curvas de fragilidade do deslocamento transversal do encontro esquerdo na zona norte da Análise 2.

Ângulos ( $\theta$ )	PSDM	$R^2$	$\beta_D$
$\theta=0^\circ$	$1,6283\log(\text{PGA})-2,1482$	0,7346	1,0814
$\theta=15^\circ$	$1,5212\log(\text{PGA})-2,3792$	0,7404	0,9805
$\theta=30^\circ$	$1,5062\log(\text{PGA})-2,2934$	0,7534	0,9552
$\theta=45^\circ$	$1,5304\log(\text{PGA})-2,2891$	0,7958	0,8724
$\theta=60^\circ$	$1,4964\log(\text{PGA})-2,3021$	0,7987	0,8446
$\theta=75^\circ$	$1,4707\log(\text{PGA})-2,3351$	0,8194	0,8064
$\theta=90^\circ$	$1,4521\log(\text{PGA})-2,3461$	0,7813	0,8732

Verifica-se que os valores variam de ângulo para ângulo, apresentando valores um pouco diferentes entre si, o que irá fazer com que as curvas de fragilidade sejam um pouco diferentes. Constata-se, como na Análise 1, que as dispersões ( $\beta_D$ ) continuam a apresentar valores bastante elevados.

Em relação à zona sul deste encontro, não serão apresentadas as regressões lineares nem as curvas de fragilidade para o seu deslocamento transversal, pois são as mesmas que para a zona norte. Constata-se assim que o encontro não teve torção, muito por causa das suas grandes dimensões.

De seguida, são apresentadas as curvas de fragilidade para o deslocamento transversal do encontro esquerdo na zona norte obtidas com base nas regressões expostas anteriormente (ver figura 6.31).

Como se pode observar na figura 6.31 a influência dos ângulos não é tão significativa como para a resposta longitudinal. Constata-se que o ângulo de incidência de  $0^\circ$  apresenta, igualmente, uma maior probabilidade de atingir ou exceder o estado limite do que os restantes ângulos.

Através da leitura destas curvas consegue-se perceber que não existe, praticamente, diferença para a resposta transversal do encontro direito, ao contrário das respostas longitudinais entre os dois encontros.

Já em relação à resposta longitudinal deste mesmo encontro, percebe-se através destas curvas de fragilidade que para os estados limite mais baixos as probabilidades são muito idênticas. Já para os estados limite mais elevados, em particular para o colapso, as probabilidades de se atingir ou exceder o estado limite para a resposta transversal, são menores do que para a longitudinal, constatando-se assim que a direção longitudinal para esta ponte, é mais vulnerável que a direção transversal, como já foi dito anteriormente.

A variação percentual de probabilidades de atingir ou exceder um estado limite entre as curvas de fragilidade do encontro esquerdo para a resposta longitudinal e para a transversal para o mesmo PGA, aumentam mediante o agravamento do nível de dano (estado limite).

Conclui-se, de uma forma global para a direção transversal, que os encontros, apresentam uma maior vulnerabilidade ao ângulo de  $0^\circ$  e uma menor vulnerabilidade aos ângulos de  $15^\circ$  e  $90^\circ$ .



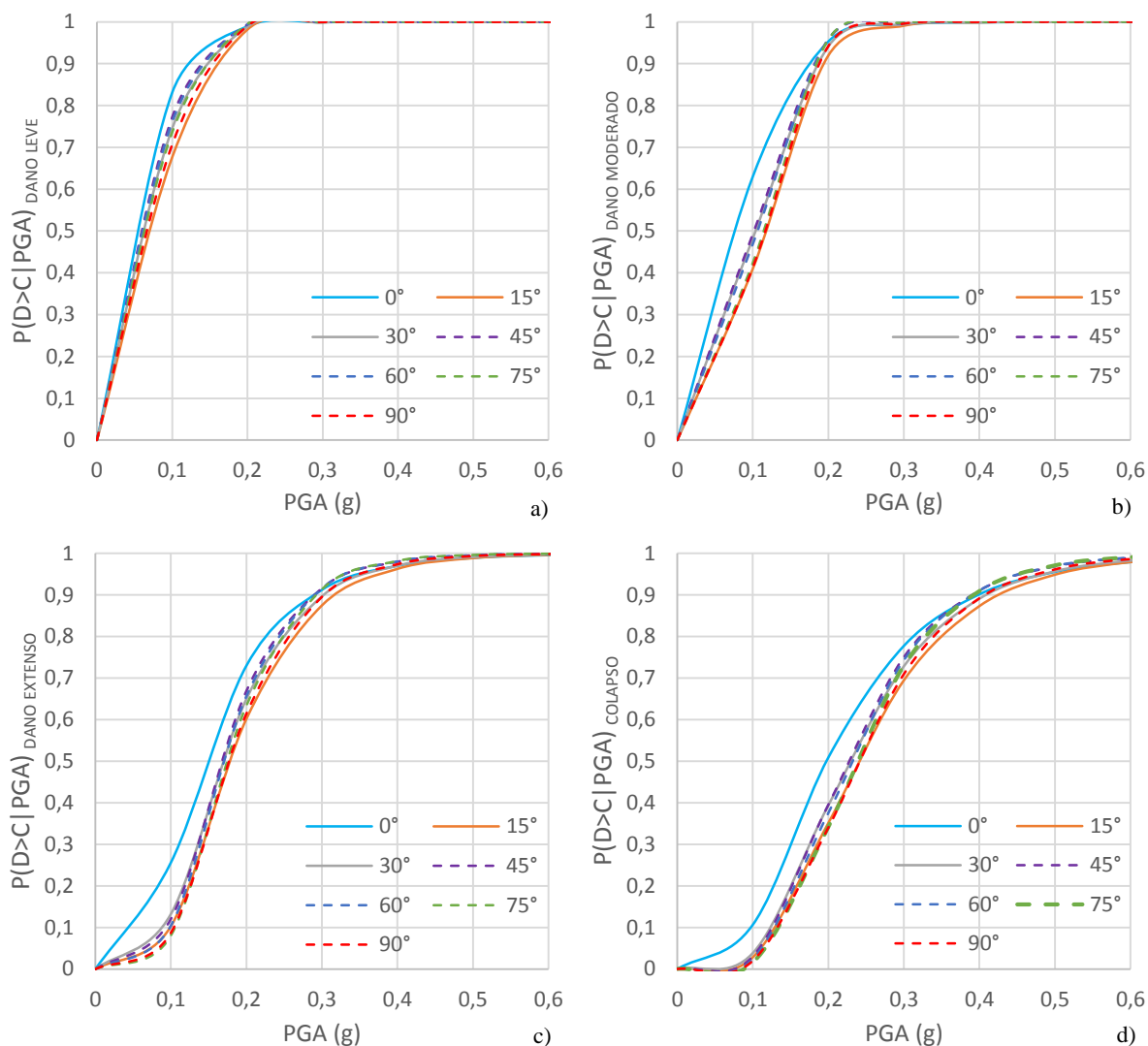


Figura 6.31 – Curvas de fragilidade para o deslocamento transversal do encontro esquerdo na zona norte dos vários ângulos de incidência considerados na análise para o estado limite de “Dano leve” (a), de “Dano moderado” (b), de “Dano extenso” (c) e para o de “Colapso” (d) da Análise 2.

#### 6.4. RESULTADOS DA ANÁLISE 3

Para esta análise, como mencionado na Secção 4.3, elaborou-se o estudo probabilístico da fragilidade sísmica que consiste em considerar 50 amostras de dimensão  $N$  crescente, selecionando aleatoriamente, sismos e respetivos ângulos de incidência, com a intenção de determinar o tamanho  $N$  que permite obter resultados de fragilidade sísmica semelhantes aos da Análise 1.

Este estudo consiste, inicialmente, na determinação duma distância chamada distância de Kolmogorov-Smirnov que representa a distância máxima entre a curva de fragilidade de referência (Análise 1) e a curva de fragilidade obtida com uma amostra de tamanho menor (Análise 3). Esta distância representa o erro máximo para cada EDP e estado limite, entre a curva de fragilidade da Análise 1 e a da Análise 3, expresso em probabilidade de se atingir um determinado estado limite. A determinação da distância de Kolmogorov-Smirnov (KD) é baseada na seguinte expressão (Van der Vaart, 1998):

$$KD = \max(P_{\text{referência}} - P_{\text{amostra}}) \quad (6.1)$$

onde  $P_{\text{referência}}$  é a curva de fragilidade correspondente à distribuição lognormal de referência, no caso deste estudo a Análise 1 que contém todas as combinações de todos os sismos com todos os ângulos, e  $P_{\text{amostra}}$  é a curva de fragilidade correspondente à distribuição lognormal obtida a partir de uma amostra de tamanho menor, no caso deste estudo a Análise 3.

Dado que para cada tamanho de amostra se consideraram várias simulações (neste caso 50), optou-se por representar a média das distâncias máximas à medida que se aumenta o tamanho da amostra, obtida da seguinte expressão:

$$\mu KD = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m KD_i \quad (6.2)$$

onde  $m$  é o número de amostras para cada dimensão analisada, que para este estudo foi considerado 50.

De seguida, são apresentados, igualmente para cada EDP, os desvios padrão das distâncias máximas à medida que se aumenta o tamanho da amostra, calculados da seguinte forma:

$$\sigma_{KD} = \sqrt{\frac{1}{m-1} \sum_{i=1}^m (KD_i - \mu KD)^2} \quad (6.3)$$

Por fim, apresenta-se as médias das variações percentuais entre os valores de PGA das curvas de fragilidade de referência (Análise 1) e das curvas de fragilidade com amostras menores (Análise 3) relativas ao quantil de 5%, 25%, 50%, 75% e 95% das curvas de fragilidade, à medida que se aumenta o número de análises por amostra.

As figuras que, seguidamente, se apresentarão, são para cada EDP mais condicionante em relação à Análise 1.

#### 6.4.1. DUCTILIDADE EM CURVATURA DO TOPO DO PILAR

A figura 6.32 apresenta as médias das distâncias máximas e o seu respetivo desvio padrão, ambos em relação ao número de análises por amostra, para a ductilidade em curvatura do topo do pilar. Os gráficos foram desenvolvidas no *software* MATLAB.

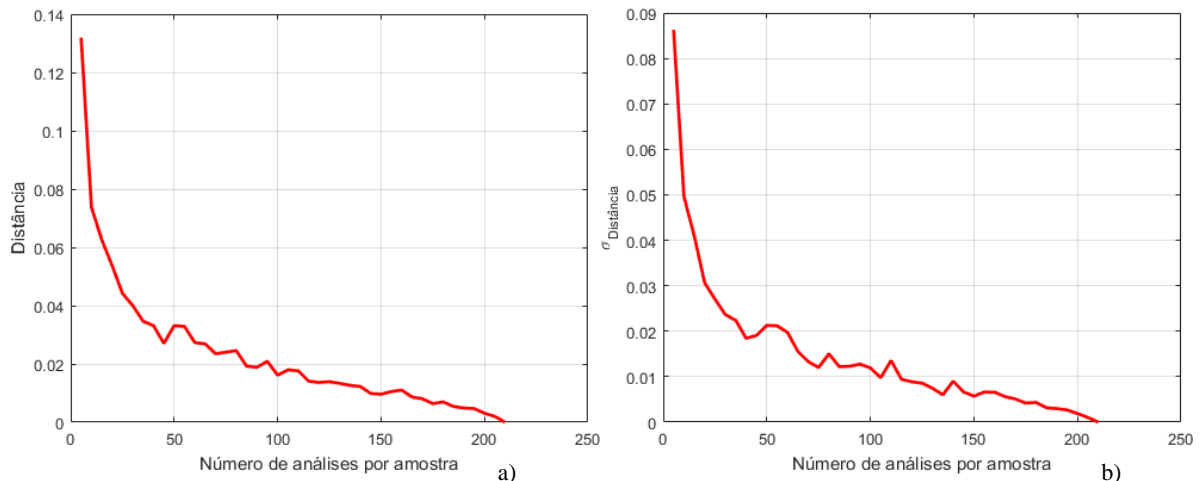


Figura 6.32 – Curva das médias das distâncias máximas de Kolmogorov-Smirnov para a ductilidade em curvatura do topo do pilar (a) e o respetivo desvio padrão (b).

De seguida, apresenta-se a média das variações percentuais dos quantis entre a Análise 1 e a Análise 3 para a ductilidade em curvatura do topo do pilar, obtida pelo *software* MATLAB (figura 6.33).

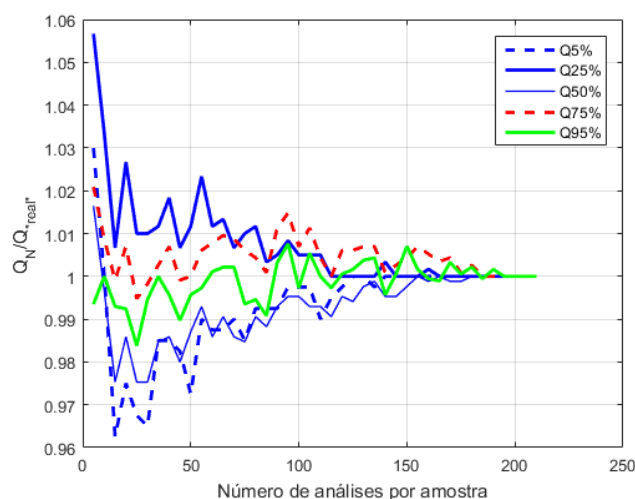


Figura 6.33 – Variações em percentagem dos valores de PGA relativos aos quantis das probabilidades das curvas de fragilidade para a ductilidade em curvatura do topo do pilar.

Em relação à figura 6.32, constata-se que para a ductilidade em curvatura do topo do pilar, uma análise com uma amostra de tamanho entre 75 e 100 já seria bastante eficaz e precisa. Dado que o desvio padrão tem valores tão próximos da média, em média ter-se-ia aproximadamente 2% de erro e cerca de 70% dos casos teriam um erro igual a  $2\% \pm 2\%$  (assumindo uma distribuição normal desses erros), o que é bastante aceitável.

Em relação à figura 6.33, confirma-se que de facto, uma amostra com tamanho no intervalo de 75 a 100 análises apresenta valores de erro bastante baixos e portanto seria, igualmente, uma análise precisa e eficaz como a Análise 1.

## 6.4.2. DESLOCAMENTO LONGITUDINAL DO ENCONTRO ESQUERDO NA ZONA NORTE PARA AÇÃO ATIVA

A figura 6.34 apresenta as médias das distâncias máximas e o seu respetivo desvio padrão, ambos em relação ao número de análises por amostra, para o deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte para a ação ativa. Os gráficos foram desenvolvidas no *software* MATLAB.

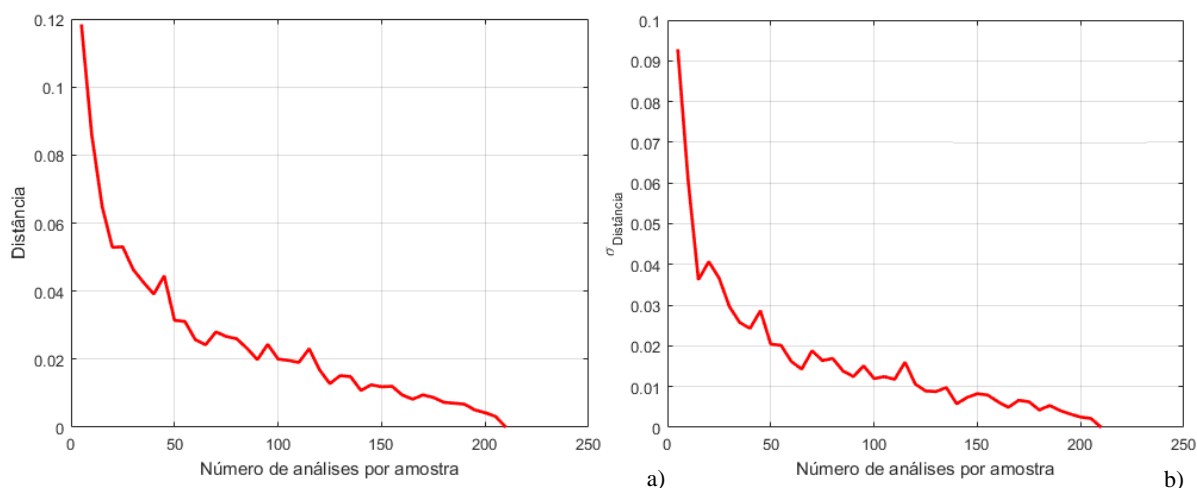


Figura 6.34 – Curva das médias das distâncias máximas de Kolmogorov-Smirnov para o deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte para a ação ativa (a) e o respetivo desvio padrão (b).

De seguida, apresenta-se a média das variações percentuais entre a Análise 1 e a Análise 3 para deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte para a ação ativa, obtida pelo *software* MATLAB (figura 6.35).

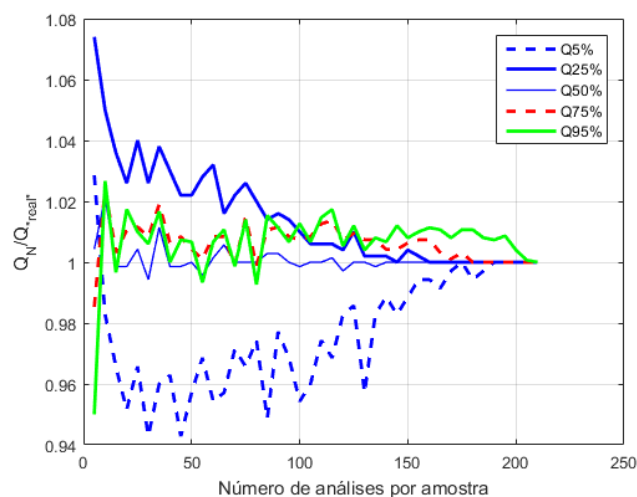


Figura 6.35 – Variações em percentagem dos valores de PGA relativos aos quantis das probabilidades das curvas de fragilidade para o deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte para a ação ativa.

Em relação à figura 6.34, constata-se que para o deslocamento longitudinal do encontro esquerdo na zona norte para a ação ativa, uma análise com uma amostra de tamanho 100 já seria bastante eficaz, podendo-se concluir que o nível de erro é semelhante ao que foi discutido para a ductilidade em curvatura do pilar.

Em relação à figura 6.35, confirma-se que de facto, uma amostra de tamanho 100 apresenta valores de erro bastante baixos, exceto para o quantil dos 5%. Porém não se considera que este quantil tem um impacto significativo, pois é uma baixa probabilidade do encontro atingir um estado limite. Portanto conclui-se que esta amostra apresenta uma análise precisa e eficaz como a Análise 1.

#### 6.4.3. DESLOCAMENTO TRANSVERSAL DO ENCONTRO ESQUERDO NA ZONA NORTE PARA A AÇÃO ATIVA

A figura 6.36 apresenta as médias das distâncias máximas e o seu respetivo desvio padrão, ambos em relação ao número de análises por amostra, para o deslocamento transversal do encontro esquerdo na zona norte para a ação ativa. Os gráficos foram desenvolvidas no *software* MATLAB.

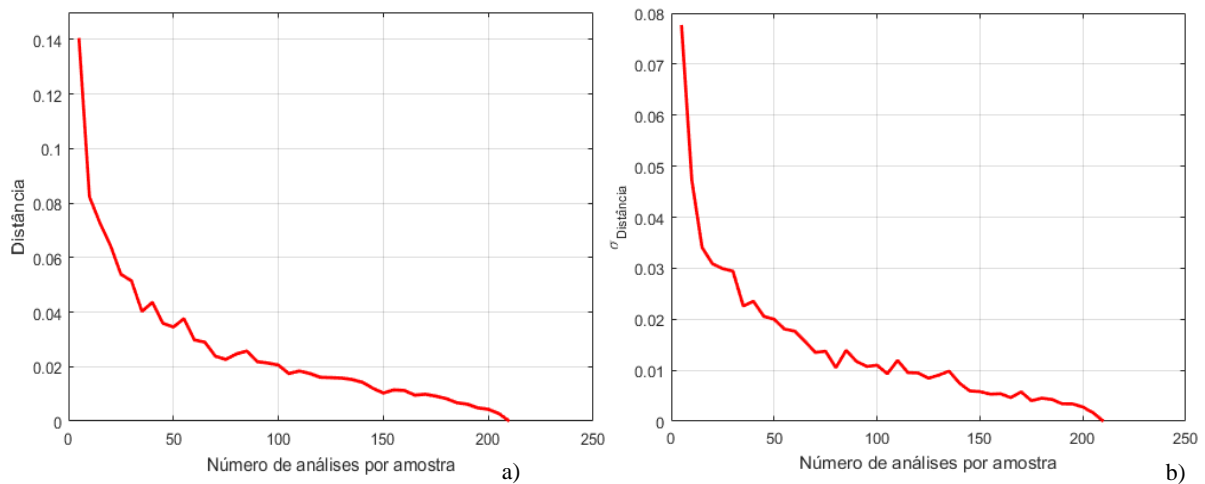


Figura 6.36 – Curva das médias das distâncias máximas de Kolmogorov-Smirnov para o deslocamento transversal do encontro esquerdo na zona norte para a ação ativa (a) e o respetivo desvio padrão (b).

De seguida, apresenta-se a média das variações percentuais entre a Análise 1 e a Análise 3 para o deslocamento transversal do encontro esquerdo na zona norte para a ação ativa, obtida pelo *software* MATLAB (figura 6.37).

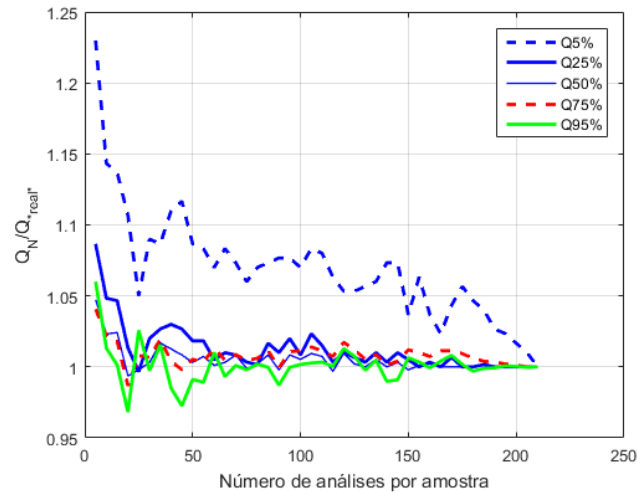


Figura 6.37 – Variações em percentagem dos valores de PGA relativos aos quantis das probabilidades das curvas de fragilidade para o deslocamento transversal do encontro esquerdo na zona norte para a ação ativa.

Em relação à figura 6.36, constata-se que para o deslocamento transversal do encontro esquerdo na zona norte para a ação ativa, uma análise com uma amostra de tamanho 75 já seria bastante eficaz e precisa, podendo-se concluir que o nível de erro é semelhante ao que foi discutido para a ductilidade em curvatura do pilar e para o deslocamento longitudinal do encontro esquerdo.

Em relação à figura 6.37, confirma-se que de facto, uma amostra de tamanho 75 apresenta valores de erro bastante baixos, exceto para o quantil dos 5%. Porém não se considera que este quantil tem um impacto significativo, pois é uma baixa probabilidade do encontro atingir um estado limite. Portanto conclui-se que esta amostra apresenta uma análise precisa e eficaz como a Análise 1.

# 7

## CONCLUSÕES

### 7.1. CONCLUSÕES FINAIS

Ao longo das últimas décadas tem vindo a estudar-se as insuficiências estruturais em relação ao comportamento sísmico de várias pontes. Conclui-se que pontes devidamente dimensionadas e construídas através de considerações técnicas apropriadas, suportam ações sísmicas significativas e apenas evidenciam alguns danos reparáveis e de menor importância estrutural.

O objectivo desta dissertação residiu em analisar o comportamento sísmico de uma ponte de betão armado com uma modelação o mais realista possível, considerando o comportamento não linear e a interação solo-estrutura, classificando a sua fragilidade sísmica a partir de análises dinâmicas não lineares para a ação de sismos com vários ângulos de incidência.

Neste estudo logo a partir da Análise 1, mostrou-se que para este tipo de pontes, muito comum em Portugal, os encontros são bastante mais vulneráveis que o pilar.

Com a Análise 2, constatou-se, que para o pilar, a influência do ângulo não foi significativa, muito provavelmente, pelo facto do pilar desta ponte ser circular. No entanto, para os encontros, a influência do ângulo verificou-se ser significativa e cada vez mais dispersa com o aumento do nível de dano dos estados limite. Concluiu-se que, de uma forma global, os encontros apresentam, para um ângulo de  $0^\circ$ , uma maior vulnerabilidade tanto na direção longitudinal como na transversal. Com isto, confirma-se que não pode ser desprezável considerar vários ângulos de incidência da ação sísmica no modelo estrutural de uma ponte.

Na Análise 3, com o estudo probabilístico, conclui-se que é bastante atrativo considerar fazer a análise de fragilidade sísmica com menores amostras, pois consegue-se obter resultados bastante semelhantes a uma análise mais completa, com menor esforço computacional, resultando assim numa análise fiável e mais eficaz. Neste caso, com cerca de (48%) das análises é possível obter resultados com um nível de fiabilidade semelhante ao obtido com 100% das análises.

## **7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Após estas conclusões surge uma nova questão relacionada com a validade das funções de fragilidade obtidas para os sismos. Na realidade, as estruturas existentes já foram sujeitas à ação sísmica, sendo muitas vezes de baixa intensidade, ou a uma outra ação adversa ou à simples degradação dos materiais, não conduzindo a danos visíveis ou à necessidade de intervenção. No entanto, os seus efeitos estão presentes e poderão ter influência na resposta da estrutura perante um sismo futuro. É por isso questionável considerar a estrutura sem deformação inicial.

De forma a otimizar a metodologia proposta para o estudo do comportamento sísmico de pontes seria necessário a realização de estudos sobre um maior número de pontes e com diferentes características de regularidade e de materiais.

Seria ainda importante desenvolver uma ferramenta que avaliasse a fragilidade sísmica da ponte como um sistema global, consoante o desempenho da fragilidade individual dos vários componentes da ponte, tendo também influência o tipo de componente (ie. primário, secundário).



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

### A

Aktan, A. E., Pecknold, D. A. e Sozen, M. A. (1974) *R/C Column Earthquake Response in Two Dimensions*. Journal of the Structural Division, 100(10), pp. 1999-2015

ATC (1996). *Improved seismic design criteria for California bridges: provisional recommendations*. ATC Report No. ATC-32. Applied Technology Council.

Aviram, A., Mackie, K. R., e Stojadinovic, B. (2008). “*Guidelines for nonlinear analysis of bridge structures in California*.” PEER Rep. 2008/ 03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California at Berkeley, Berkeley, CA.

### B

Basoz, N. e Kiremidjian, A. (1998) *Evaluation of Bridge Damage Data from the Loma Prieta e Northridge, California Earthquakes*. Technical Report MCEER-98-0004, Stanford University, Stanford, California

Brancaleoni, F., Ciampi, V. e Di Antonio, R. (1983) *Rate-Type Models for Non Linear Hysteretic Structural Behavior*. Proceedings of the EUROMECH Colloquium, October 10-14, Palermo, Italy

### C

Caltrans, *Seismic Design Criteria (SDC)*, version 1.7 April 2013

Caltrans, *Caltrans, Standard Specifications* 2015

Casarotti, C. e Pinho, R. (2006) *Seismic response of continuous span bridges through fiber-based finite element analysis*. Earthquake Engineering e Engineering Vibration, 5(1), pp. 119-131

Choi, E. e Jeon, J.C. “*Seismic Fragility of Typical Bridges in Moderate Seismic Zone*” KSCE Journal of Civil Engineering Vol. 7, No. 1 / January 2003 pp. 41~51

Clough, R. W. e Johnston, S. B. (1966) *Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements*. Proceedings of the Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokyo, Japan

Clough, R. W. e Benuska, L. (1967) *Nonlinear earthquake behavior of tall buildings*. Journal of Mechanical Engineering, 93(3), pp. 129-146

Cooper, J. D., Friedland, I. M., Buckle, I. G., Nimis, R. B. e Bobb, N. M. M. (1994) *The Northridge earthquake: progress made, lessons learned in seismic-resistant bridge design*. Public Roads, 58(1), pp. 26-36

Cubrinovski M., Winkley A., Haskell J., Palermo A., Liam Wotherspoon L., Robinson K., Brendon B., Brabhaharan P. e Hughes M. (2014) “*Spreading-Induced Damage to Short-Span Bridges in Christchurch, New Zealand*”

## D

Delgado, P. (2000) “*Vulnerabilidade Sísmica de Pontes*”, Tese de Mestrado, FEUP, Porto.

Delgado, P., Costa, A. e Delgado, R. (1999a) “*Avaliação da Segurança de Pontes Sujeitas à Acção Sísmica*”, 4º Encontro Nacional Sismologia e Engenharia Sísmica, 27-29 de Outubro, Faro.

## E

Eberhard M. O., Ranf R. T., Berry M.P. (2001) *Damage to Bridges during the 2001 Nisqually Earthquake*, PEER Report 2001/15 Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley, November 2001

Eberhard, M. O., Baldridge, S. , Marshall, J., Mooney, W. e Rix, G. J. (2010) *The MW 7.0 Haiti earthquake of January 12, 2010*; USGS/EERI Advance Reconnaissance Team Report. U.S. Geological Survey Open-File Report 2010–1048, USGS, California

EERI, Earthquake Engineering Research Institute, *Costa Rica earthquake reconnaissance report*, Earthquake Spectra, Special Suppl. to Vol. 7, Oct. 1991, 127 pp.

EERI, Earthquake Engineering Research Institute, *Northridge earthquake reconnaissance report*, Earthquake Spectra, Special Suppl. to Vol. 11, April 1995, 523 pp.

Eurocode 8 - *Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges*. EN 1998-2:2005+A2:2011

Eurocódigo 2 – *Projecto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. NP EN 1992-1-1, 2010

## G

Giberson, M. F. (1967) *The response of nonlinear multi-story structures subjected to earthquake excitation*. Ph.D. Thesis, California Institute of Technology, Pasadena, USA

Grimaz, S. e Maiolo, A. (2010) *The impact of the 6th April 2009 L'Aquila earthquake (Italy) on the industrial facilities e life lines. Considerations in terms of NaTech risk*. Proceedings of the 4th International Conference on Safety & Environment in Process Industry, March 14-17, Florence, Italy

## H

HAZUS (1997). "*Earthquake loss estimation methodology*," Technical Manual, National Institute of Building for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

Hellesland, J. e Scordelis, A. (1981) *Analysis of RC bridge columns under imposed deformations*. Proceedings of the IABSE Colloquium, June 2-5, Delft, The Netherlands

## J

Japan bridge engineering center (JBEC) (2011) *Damage to Highway Bridges Caused by the 2011 Tohoku-Oki Earthquake*

## K

Kawashima, K. (2007) *Seismic Design of Urban Infrastructures*. Lecture Notes, Kawashima Laboratory, Department of Civil Engineering, Tokyo Institute of Technology, Tokyo

Kent, D. C. e Park, R. (1971) "*Flexural Members with Confined Concrete*", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97 (Nº. ST7).

Kotsoglu, A., e Pantazopoulou, S. (2006). *Modeling of Embankment Flexibility e Soil-Structure Interaction in Integral Bridges*. Proceedings of First European Conference on Earthquake Engineering e Seismology. September 3–8, 2006. Geneva, Switzerland.

Kwon, Oh-S. e Elnashai Amr S., *Seismic Analysis of Meloland Road Overcrossing Using Multiplatform Simulation Software Including SSI*, Journal of Structural Engineering, ASCE, April 2008

## M

Mackie, K., e Stojadinović, B. (2006). *Seismic Vulnerability of Typical Multi-Span California Highway Bridges*. Proceedings of the Fifth National Seismic Conference on Bridges e Highways. September 18–20, 2006. San Francisco.

Mander, J. B., Priestley, M. J. N. e Park, R. (1988) *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. Journal of Structural Engineering, 114(8), pp. 1804-1826

Maroney, B.H., e Chai, Y.H. (1994) *Seismic Design e retrofitting of reinforced concrete bridges*. Proceedings of 2nd International Workshop, Earthquake Commission of New Zealand, Queenstown.

MathWorks, MATLAB R2015b (2015) Corporate Headquarters 1 Apple Hill Drive. Natick, MA 01760-2098 UNITED STATES

McKenna, F. (1997) *Object oriented finite element analysis: frameworks for analysis algorithms e parallel computing*. Ph. D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley

McKenna, F. e Fenves, G. L. (2006) *OpenSees - The Open System for Earthquake Engineering Simulation OpenSees*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California

Megally S., Silva P. e Seible, F. (2001). *Seismic performance of sacrificial shear keys*. Proceedings of the 6th Caltrans Seismic Research Workshop Program. June 1213. Sacramento, California

Menegotto, M. e Pinto, P. E. (1973) *Method of Analysis for Cyclically Loaded RC Plane Frames, Including Changes in Geometry e Non-Elastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force e Bending*. Proceedings of the IABSE Symposium on Resistance e Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, Lisbon, Portugal

Miyamoto, K., Yanev, P. e Salvaterra, I. (2009) M6.3 L'Aquila, Italy. *Earthquake Field Investigation Report*, Global Risk Miyamoto e Miyamoto International

Moehle, J. P. (1999) *Preliminary Observations on the Performance of Concrete Freeway Structures*. National Information Service for Earthquake Engineering, University of California, Berkeley

Moehle, J. P. e Eberhard, M. (2000) *Earthquake Damage to Bridges*. Bridge Engineering Handbook, CRC Press, USA

Monti, G. e Nuti, C. (1992) *Nonlinear Cyclic Behavior of Reinforcing Bars Including Buckling*. Journal of Structural Engineering, 118(12), pp. 3268-3284

## N

Newark N.M. e Hall W. J. *Earthquake Spectra e Desing* University of California, Earthquake Engineering Research Center, August 1982.

## P

Park, R., Priestley, M. J. N. e Gill, W. D. (1982) *"Ductility of Square-Confined Concrete Columns"*, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108 (Nº. ST4).

Paulay, T. e Priestley, M. J. N. (1992) *Seismic design of reinforced concrete e masonry buildings*. John Wiley & Sons, Inc., New York

Priestley, M. J. N., Seible, F. e Calvi, G. M. (1996) *Seismic design e retrofit of bridges*. Wiley-Interscience, New York

## S

Shamsabadi A., Ostrom T. e Taciroglu E. (2013) *Three Dimensional Global Nonlinear Time History Analyses Of Instrumented Bridges To Validate Current Bridge Seismic Design Procedures SMIP13 Seminar on Utilization of Strong-Motion Data*, p. 67- 84.

SeismoSoft (2008) SeismoStruct - A computer program for static e dynamic nonlinear analysis of framed structures, available online from <http://www.seismosoft.com>. SeismoSoft Ltd, Pavia, Italy

Spacone, E. (2001) *A Module for Analysis e Design of Segmental Prestressed Concrete Bridges* (CASI-TR-01-04). Final Report of a CASI FY00 Technology Transfer Grant, Colorado Advanced Software Institute, Fort Collins, CO

SOUSA OLIVEIRA, C. – *Engenharia sísmica e sismologia e Efeito dos Sismos em Construções*, Aparentamentos da Cadeira de Dinâmica e Engenharia sísmica, IST, 1998.

## **T**

Takeda, T., Sozen, M. e Nielsen, N. (1970) *Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes*. Journal of the Structural Division, 96(12), pp. 2557-2573

Takizawa, H. (1976) *Notes on some basic problems in inelastic analysis of planar RC structures*. No. 240, Transactions of the Architectural Institute of Japan, Tokyo

Taskari O. e Sextos A. (2015) *Probabilistic Assessment of Abutment-Embankment Stiffness e Implications in the Predicted Performance of Short Bridges*, Journal of Earthquake Engineering, 19:5, 822-846

Thompson, K.J. e Park, R., 1980. *Seismic response of partially prestressed concrete*. Journal of Structural Division, ST8, pp. 1755-1775.

Tsionis, G.; Farids, M. N. - Chapter 9: Fragility Functions of Road e Railway Bridges in Pitilakis, K.; H. Crowley Kaynia, A.M. (eds) *SYNER-G: Typology Definition e Fragility Functions for Physical Elements at Seismic Risk: Buildings, Lifelines, Transportation Networks e Critical Facilities*. 2014

## **V**

Vamvatsikos, D. *Seismic performance, capacity e reliability of structures as seen through incremental dynamic analysis*, July 2002

Van der Vaart, A. (1998) *Asymptotic Statistics*. Cambridge University Press, Cambridge, England, UK.

## **Y**

Yashinsky, M. (1998) *Performance of Bridge Seismic Retrofits during Northridge Earthquake*. Journal of Bridge Engineering, 3(1), pp. 1-14

## W

Werner S.D., Crouse C.B., Katafygiotis L. e Beck J.L. *Model Identification e Seismic Analysis of Meloland Road Overcrossing* California Department of Transportation Division of Structures Sacramento, California. May 1993

## Z

Zakeri, B., Padgett, J. E., Amiri, G. G., “*Fragility Analysis of Skewed Single-Frame Concrete Box-Girder Bridges*” Journal Of Performance Of Constructed Facilities Asce/May/June 2014 Pages 571-582.

Zhang J. e Makris N. *Seismic Response Analysis of Highway Overcrossings Including Soil-Structure Interaction* PEER Report 2001/02 Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley. March 2001

